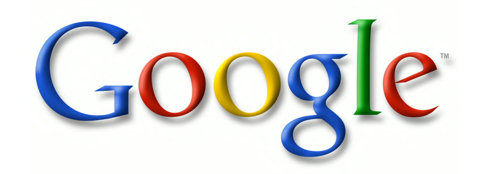


This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

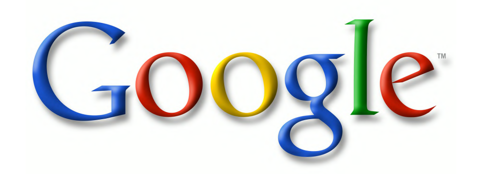
+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at http://books.google.com/



Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

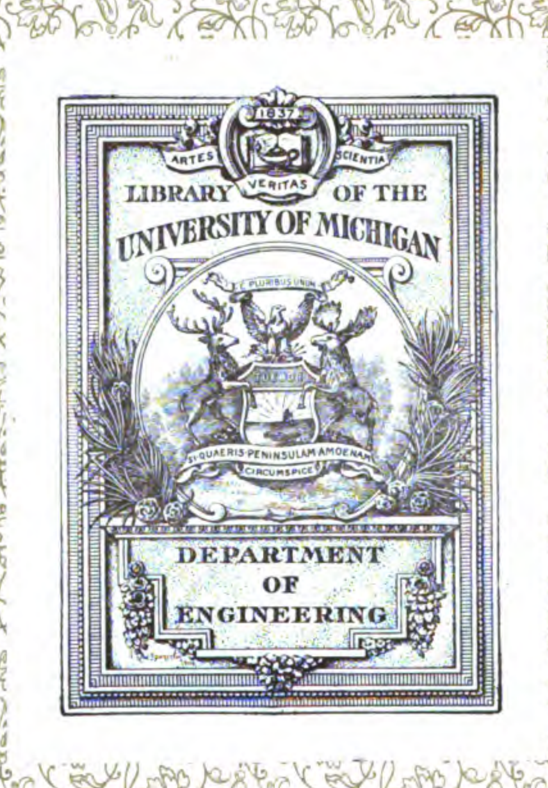
Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.
+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.
+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.
+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.


B 475370


1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
E PLURIBUS UNUM
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING





gin. Library
R..
145
.S93
v.1

DER

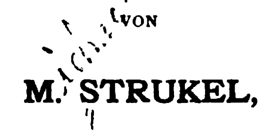
WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS,

VON



M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

I. THEIL,

MIT 93 TEXTFIGUREN UND 6 TAFELN, NEBST VOLLSTÄNDIGEM

SKIZZENBUCH,

ENTHALTEND 22 TAFELN.

HELSINGFORS,
WENTZEL HAGELSTAM.

LEIPZIG,
A. TWIETMEYER.

1897.

KUOPIO 1897.

GEDRUCKT BEI O. W. BACKMAN.

Vorwort.

Mit dem vorliegenden Werke, welches einen Theil meiner Vorträge über »Wasserbau» am hiesigen Polytechnischen Institute in erweitertem Umfange umfasst, wird, in gleicher Weise wie mit dem früher erschienenen »Grundbau», in erster Linie bezweckt, den Studirenden der Anstalt einen die Vorträge ergänzenden Leitfaden an die Hand zu geben, um hiedurch sowohl unmittelbar ihre Kenntnisse in diesem Zweig des Ingenieurwesens zu erweitern, als auch um ihnen durch die angeführte Literatur, Gelegenheit zu einem weiteren Vertiefen in den Gegenstand zu geben, und die Ausarbeitung der in den Konstruktionsübungen vorgelegten Projekte zu erleichtern. Zu dem Behufe werden hier, ausser den zu diesem Theil gehörigen fünf Tafeln, noch weitere siebzehn, den gesammten Kurs über Wasserbau umfassenden Tafeln, nebst deren Inhalts- und Literaturverzeichniss, in Form eines besonderen »Skizzenbuches» beigeschlossen.

Bei der Wahl der das Werk umfassenden Theile wurde durch Vorführung zahlreicher Beispiele aus der Praxis, auf die konstruktive und praktische Seite des Gegenstandes ein Hauptgewicht gelegt, während manche bei den mündlichen Vorträgen vorkommende theoretische Untersuchungen, welche namentlich als mehr oder weniger einfache Anwendungen der Mechanik erscheinen, wie auch schematische Darstellungen, etc. hier nicht aufgenommen wurden. Ausserdem wurde hier von der Behandlung mancher theoretisch oder praktisch wichtigen Frage abgesehen, welche entweder aus Mangel an Zeit, oder als für die hiesigen Verhältnisse weniger wichtig, in den mündlichen Vorträgen nicht besprochen wird. Wenn aber auch hiedurch die Arbeit in mancher Beziehung als lückenhaft erscheinen kann, so dürfte sich das Gebotene dennoch auch für Studirende anderer Anstalten und für manchen Praktiker als nützlich erweisen, und zwar — nachdem dieser Theil hauptsächlich den Wehrbau behandelt — nicht nur für den Wasserbau-Techniker, sondern auch für manchen mit Wasserkraftanlagen betrauten Maschinenbau-Ingenieur.

Die Tafeln sind auch hier, wie im »Grundbau», so angeordnet, dass die Figuren, entsprechend der Reihenfolge der Besprechung des Gegenstandes, durch Abtheilungsstriche in Gruppen von passender Grösse geordnet erscheinen, so dass

durch eventuelles Zerschneiden der Tafel nach diesen Strichen die Figuren von den Hörern in die eigenen Nachschriften geklebt werden können.

Um in Anbetracht des Hauptzweckes den Preis des Werkes möglichst niedrig zu erhalten, wurden zu den Tafelfiguren meistens nur in kleinerem Massstab ausgeführte Beispiele gewählt, und als massstäbliche Skizzen auf autographischem Wege vervielfältigt. Wenn auch hiedurch diese Tafeln weniger gefällig erscheinen, als bei dem sonst üblichen lithographischen Verfahren, so beeinträchtigt dies doch weniger den beabsichtigten Nutzen, zudem in Fällen wo diese Skizzen nicht genügen, durch Aufsuchung der angeführten Quellen weitere Aufklärungen erhalten werden können.

Dieser vorliegende erste Theil bildet zusammen mit den ersten fünf Tafeln des Skizzenbuches ein für sich abgeschlosssenes Werk, und sollen wenn die Umstände er gestatten, in Hinkunft auch über die übrigen, in der Einleitung angeführten und im Skizzenbuch behandelten Zweige, noch etwa zwei weitere Theile Text erscheinen.

Für die Studirenden des Institutes wäre er zwar erwünscht gewesen, den Text, entsprechend meinen mündlichen Vorträgen, in schwedischer Sprache erscheinen zu lassen, allein mit Rücksicht auf die Verständlichkeit in einem weiteren Kreise wurde die deutsche Sprache gewählt, welche den hiesigen Studirenden auch meistens gut verständlich ist.

Helsingfors im September 1897.

M. Strukel.

Inhalts-Verzeichniss.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften der Wässer.

II. Anlagen zur Gewinnung des Niederschlags- und Grundwassers.

A. Cisternen.

B. Brunnen.

III. Stauwerke (Wehre).

A. Allgemeines.

B. Konstruktion der Wehre.

Anhang.

Fischwege.

Literatur.

Die eingeklammerten Bezeichnungen werden im Texte und im Inhalts-Verzeichniss der Tafeln für einige diejenigen Quellen angewendet, worin sich die besprochenen, oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung, Wien.
(AdP.) — Annales des Ponts et chaussées, Paris.
(Bck.) — Becker M. Allgemeine Baukunde des Ingenieurs, Wasserbau, Stutgart, 1853.
(Bh.) — Bauchandbuch, deutsches, Baukunde des Ingenieurs, Berlin, 1879.
(CBl.) — Centralblatt der Bauverwaltung, Berlin.
(Ch.) — Chiolich-Löwensberg H. v., Anleitung zum Wasserbau, Stuttgart 1864—65.
(CI.) — Der Civilingenieur, Leipzig.
(Db.) — Dobel, E. Kanalisation, etc. Stuttgart, 1886.
(DB.) — Deutsche Bauzeitung, Berlin.
(Eng.) — The Engnineer, London.
(Engg.) — The Engineering, London.
(Engg. Nws.) — The Engineering News, New-York.
(Frz.) — Franzius L. Der Wasserbau (Handbuch der Baukunde II. Heft), Berlin, 1890.
(Frdr.) — Friedrich A. Die Boden-Meliorationen in Bayern und Hannover, Wien 1885.
(GC.) — Le Genie civil, Paris.
(GI.) — Der Gesundheitsingenieur, München.
(Gl. A.) — Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen, Berlin.
(Hbr.) — Hobrecht J., Die Canalisation von Berlin. Berlin, 1884.
(HdI.) — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Leipzig, 1879—84.
(Hg.) — Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst, Berlin, 1853—76.
(Htt.) — Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, Berlin 1889—96.
(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- & Ingenieur-Vereins in Hannover.
(IFF.) — Ingeniörs-Föreninges förhandlingar, Stockholm.
(Kkw.) — Kirkwood, Filtration des Wassers, etc, Hamburg, 1876.
(L.) — Lueger Otto, Die städtische Wasserversorgung, Darmstadt 1890.
(LL.) — Lueger, Otto, Lexikon der gesamten Technik, und ihrer Hilfswissenschaften.
(Mm.) — Mémoires de la Société des Ingenieurs civils, Paris.
(Mh.) — Mihatsch, C. Der Bau der Wiener Kaiser Franz Josef-Hochquellen-Wasserleitung, Wien 1881.
(Mrt.) — Mehrtens, Technische Mechanik (Handbuch der Baukunde) Berlin, 1887.
(Msr.) — Meissner G. Die Hydraulik, Jena 1894.
(NA.) — Nouvelles Annales de la Construction, Paris.
(Nbg.) — Nyberg Alfr. Hafenbau (russ.), St. Petersburg 1896.
(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift, Christiania.
(ÖM.) — Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, Wien.

(ÖW.) — Wochenschrift des österr. Ingenieur- & Arch.-Vereins, Wien.
(ÖZ.) — Zeitschrift » » » » » »
(Pr.) — Perels, E. Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues, Berlin 1884.
(Rh.) — Reinhardt, A. Kalender für Strassen & Wasserbau- und Cultur-Ingenieure, Wiesbaden 1895.
(Rl.) — Röll, Dr. Vict. Encyclopädie des gesamten Eisenbahnwesens, Wien 1891—95.
(Rž.) — Ržiha, Fr. Eisenbahn-Unter- und Oberbau (Officieller Bericht über die Weltausstellung in Wien 1873), Wien 1876—77.
(Sc. Am.) — Scientific American, New-York.
(Sch.) — Schwarz, F. Wasserbau, Berlin 1865.
(TF.) — Technischer Führer durch Wien, Wien 1873.
(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar, Helsingfors.
(TfB.) — Tidskrift för byggnadskonst och ingeniörvetenskap, Stockholm 1862—70.
(Tkn.) — Teknikern, tidskrift för Byggnadskonst etc. Helsingfors.
(TT.) — Teknisk tidskrift, Stockholm.
(Wg.) — Wagner C. J. Die Beziehungen der Geologie zu den Ingenieurwissenschaften, Wien, 1884.
(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin.
(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen, Berlin.
(ZfT.) — Zeitschrift für Transportswesen und Strassenbau, Berlin.

Berichtigungen.

Vor Gebrauch des Buches wolle man folgende Berichtigungen eintragen:

Seite 25 Zeile 4 v. u. setze: Wasserstandspolygones, statt: Wasserstandspolygnes.
» 74 in der Formel für H, setze: h, statt: h_1.
» 40 Zeile 16 v. o. setze: Rauhigkeitsgrad, statt: Rauigkeitsgrad.
» 57 » 1 v. o. setze: 24 Stunden, statt: 14 Stunden.
» 53 » 16 v. o. setze: die Formel $v = k\,\alpha + k'\,\alpha^2 + k''$ und.
» 134 » 18 v. o. setze: stromaufwärtz, statt: stromanfwärtz.
» 135 » 11 v. u. setze: Durchschnitt, statt: durchschnitt.
» 72 » 4 v. u. setze: in der Formel für $Q : k^{\frac{8}{3}}$, statt: k^3.
» 4 im Skizzenbuch-Verzeichniss, Zeile 12 v. o. setze: 1884, statt: 1854.

Der Wasserbau.

Der Wasserbau umfasst hauptsächlich diejenigen Untersuchungen und Bauwerke, welche die Beschaffung und Zufuhr, sowie die Ableitung von Wasser, den Schutz gegen die Angriffe der Strömung, des Wellenschlages und gegen Überschwemmungen, sowie die Förderung des Schiffsverkehrs und der Flösserei zum Zwecke haben. Dem entsprechend umfasst diese Wissenschaft mehrere Zweige, von denen die folgenden die wichtigsten sind:

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften der Wässer, II. Anlagen zur Gewinnung des Niederschlags- und Grundwassers, III. Stauwerke, IV. Wasserversorgungsanlagen, V. Entwässerung der Städte, VI. Ent- und Bewässerung von Ländereien, sowie Entwässerung des Grundes, VII. Kanalbau, VIII. Schleusen und andere Schiffshebewerke, IX. Uferbau und Flussbau, X. Hafenbau und Schifffahrtszeichen.

Hievon sollen im vorliegenden Werke die ersten drei Abtheilungen behandelt werden.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften der Wässer.

Nachdem die hieher gehörenden Fragen ein umfangreiches, in besonderen Wissenszweigen (Meteorologie, Hydraulik etc.) behandeltes Gebiet bilden, so soll hievon im Folgenden nur der den Wasserbau berührende Theil in Kürze behandelt werden.

§ 1. Ursprung und Vorkommen der Wässer.

Sämmtliche auf und unter der Erdoberfläche vorkommenden Wässer rühren von den atmosphärischen Niederschlägen (Regen, Schnee etc.) her, indem von denselben ein Theil unmittelbar wieder verdunstet, ein Theil an der Erdoberfläche abläuft und die verschiedenen Wasserläufe bildet, während noch ein Theil in das Erdinnere eindringt. Die an der Erdoberfläche ablaufenden Wässer ergiessen sich entweder unmittelbar, oder nach etwaiger vorheriger Durchfliessung von Recipienten im Inneren des Landes (Teiche, Seen), in das Meer, und bilden das s. g.

Tagewasser (Oberflächenwasser). Der in die Erde eindringende Theil des Niederschlagswassers wieder, wird theils von der Erde selbst zur Entwicklung der organischen und chemischen Processe verbraucht, während ein Theil in das Erdinnere versickert, um, der Schwerkraft folgend, bis zu undurchlässigen Erdschichten vorzudringen und sich längs derselben als s. g. Grundwasser fortzubewegen, um dann entweder unmittelbar, oder nach Ergiessung in unterirdische Recipienten, als Quellen an den Tag zu treten, oder sich unter der Tagewasserfläche in Flüsse, Seen, oder in das Meer zu ergiessen. Dadurch, dass die auf diese Weise nach dem Meere ablaufenden Wässer theils auf dem Wege dahin, theils von der Meeresoberfläche wieder verdunsten und dann abermals als Niederschläge zur Erde kommen, befindet sich das Wasser in einem ständigen Kreislauf zwischen der Atmosphäre und der Erdoberfläche.

Der Wasserreichthum eines Gebietes steht daher im Allgemeinen im direkten Verhältniss zu der Niederschlagsmenge der bezüglichen Gegend, wobei sich jedoch die Vertheilung in Verdunstung, Versickerung und Abfliessen an der Oberfläche, je nach der Beschaffenheit des Bodens und anderer örtlicher Verhältnisse, sehr verschieden gestaltet. Nach Hagen kann zwar angenommen werden, dass durchschnittlich ungefähr $^1/_3$ der Niederschlagsmengen verdunstet, $^1/_3$ versickert und zur Quellenbildung beiträgt, und $^1/_3$ an der Oberfläche abläuft, allein für die Zwecke des Wasserbaues ist oft eine genauere Kenntniss der bezüglichen Verhältnisse erforderlich, weshalb für diese Zwecke sowohl eine Bestimmung der Niederschlagsmengen, als auch besondere Untersuchungen bezüglich ihrer Vertheilung erforderlich sein können.

§ 2. Bestimmung der Niederschlagsmengen.

Die Bestimmung der Niederschlagsmengen geschieht durch Messung der Höhe der innerhalb bestimmter Zeitabschnitte gefallenen Regenwassermengen und zu Wasser verwandelten Menge der übrigen Niederschläge (Schnee, Hagel etc.). Diese Zeitabschnitte umfassen ein Jahr, die vier Jahreszeiten, einen Monat, einen Tag, eine Stunde sowie auch jeden Augenblick, durch kontinuirliche Aufzeichnung der Niederschläge. Hiezu werden s. g. Regenmesser (Niederschlagsmesser Ombrometer) verwendet, welche in den Kulturländern in einem mehr oder weniger dichten Netz vertheilt sind. So befanden sich z. B. im Jahre 1892 in Böhmen 715 Regenmesserstationen (vergl. ÖZ. 1892, N:o 21.)

Die gewöhnlichen Ombrometer bestehen aus einem trichterförmigen Auffangegefäss von 250 bis 2,000 qcm Fläche und einem darunter befindlichen Sammelgefäss von etwa 7 Liter Fassungsraum, welches durch Umgiessen oder durch Öffnen eines Hahnes in ein kubicirtes Gefäss entleert wird. Behufs mög-

lichster Einschränkung der Verdunstungsverluste aus dem Sammelgefässe, wird die Einlaufsöffnung sehr klein gehalten, nur etwa 8 mm im Durchmesser.

Schnee und Hagel werden behufs Messung geschmolzen, und ist es zweckmässig für dieselben das Auffangegefäss mit etwas einwärtz gebogenen Rändern zu versehen, um ein Herausblasen der aufgefangenen Massen durch den Wind zu vermeiden. Hiefür empfiehlt Dr. Hellmann (DB. 1887, S. 18) überdies, dort wo nicht schon die gegebenen Verhältnisse einen gewissen Schutz erbieten, den Regenmesser innerhalb einer Umzäunung von solcher Höhe aufzustellen, dass die Oberkante des Zaunes von der Auffangefläche des Regenmessers aus gesehen, unter einem Winkel von 20 bis 25 ° erscheint.

Taf. I, Fig. 1 zeigt z.B. die Anordnung der Ombrometer, wie selbe gegenwärtig in Österreich für die neu errichteten Beobachtungsstationen innerhalb der den hydrographischen Länderabtheilungen zufallenden Flussgebiete (laut Ministralialerlass vom Jahre 1895) vorgeschrieben sind. Die Einrichtung besteht aus einem Ständer mit Bank zur Aufstellung des Apparates, dem Auffangegefässe *A*, dem Behälter *B* und einer Kanne *K* als Sammelgefäss. Das obere Ende des Ständers muss ungefähr 5 cm unterhalb des oberen Randes des Behälters liegen, damit das Auffangen des Niederschlages in keiner Weise beeinträchtigt werde. Der Abstand der Auffangefläche vom Erdboden beträgt in der Regel 1 m; an Stellen jedoch wo der Apparat verschneit oder in denselben Schnee hineingeweht werden könnte, ist derselbe entsprechend höher anzubringen. Die Auffangefläche hat bei 252,3 mm Lichtweite einen Inhalt von 500 qcm.

Zur Bestimmung der Niederschlagsmengen dient eine Massröhre, bestehend aus einem cylindrischen Gefäss, welches durch eingeätzte Striche in gleiche Volumtheile eingetheilt ist, so zwar, dass die längeren Striche mit Ziffern Ganze, und dazwischen die kürzeren Striche Zehntel Millimeter der Regenhöhe darstellen.

Als Ort der Aufstellung wird irgend ein dem Einflusse des Windes nicht ausgesetzter Plaz empfohlen, wozu sich ein mässig ausgedehnter eingefriedeter Platz (Gemüsegarten oder grosser Hof, dagegen nicht das Dach eines Hauses) empfiehlt, wobei der Ombrometer von den Gebäuden oder Bäumen mindestens so weit entfernt sein muss, als diese Gegenstände hoch sind (ÖM. 1895, S. 258).

Das Ablesen dieser Apparate geschieht gewöhnlich ein- bis zweimal des Tages zur bestimmten Stunde, und werden die gewonnenen Resultate tabellarisch oder graphisch durch Kurven dargestellt. So werden z. B. von der meteorologischen Anstalt in Helsingfors für das Jahr 1891 folgende Niederschlagsmengen angegeben.

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dec.	Ganzes Jahr
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Ganze Höhe	67,9	43,1	53,0	15,7	67,5	23,5	25,9	64,3	111,4	50,3	87,2	36,0	646,0
Max.. in 1 Tag	12,3	29,6	12,7	5,8	19.4	10,8	4,3	14,8	30,0	19,9	14,3	8,6	30,0

Bei Benutzung solcher Angaben ist jedoch zu beachten, dass oft sowohl für einen und denselben Ort die jährlichen Niederschlagshöhen und täglichen Maxima für verschiedene Jahre, als auch bei nahe an einander liegenden Orten mehr-

jährige Mittelwerthe, von einander stark abweichen können, wie beispielsweise aus der nachfolgenden Tabelle der Regenhöhen des Mälarethales in Schweden für die Jahre 1881—1885 zu entnehmen ist (IFF. 1886, S. 81).

Jahr	Stockholms Län		Upsala Län		Vestmanlands Län		Örebro Län		Södermanlands Län	
	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1881	444,1	45,1	414,6	39,0	501,8	38,0	606,8	48,5	525,9	38,8
1882	568,7	100,1	564,5	47,5	619,7	38,7	778,5	57,8	651,0	104,6
1883	568,7	68,5	598,7	78,0	622,2	65,8	649,8	49,9	600,9	56,0
1884	492,6	38,5	470,6	36,5	520,7	52,6	643,3	64,7	572,3	56,3
1885	595,9	38,3	613,5	55,0	622,8	44,8	659,1	52,6	596,9	38,1

Während ferner z. B. für eine Reihe von Beobachtungsjahren die mittlere jährliche Regenhöhe für Christiania 493 mm betrug, ergaben sich für Bergen gleichzeitig 2253 mm, und während sich für Stettin aus 23 Jahren ein jährliches Mittel von 49,3 mm ergab, betrug dasselbe in Bremen für 37 Jahre 70,9 mm (Hdl.)

Nach Murray betragen die Jahresmittel der Regenhöhen in Südamerika 1670 mm, in Afrika 825 mm, in Nordamerika 750 mm, in Europa 615 mm, in Asien 555 mm, und in Australien 520 mm. Ferner ergiebt sich ein Wachsen der Regenhöhe beim Übergang aus den kälteren in die wärmeren Zonen, derart, dass z. B. die jährliche Regenhöhe in der Zone 60—79° nördl. Breite 370 mm, bei 50—60° n. Br. 550 mm, bei 10—20° n. Br. 950 mm und bei 0—10° n. Br. 1970 mm beträgt, Für Deutschland wird die jährliche Regenhöhe mit 670 bis 680 mm angegeben, wovon 18 % auf den Winter, 23 % auf das Frühjahr, 36 % auf den Sommer und 23 % auf den Herbst entfallen (Rh.). In Schweden ergab sich aus einer Reihe von Beobachtungsjahren die jährliche Regenhöhe im Mittel zu 525 mm, wovon 18,5 % auf den Winter, 17,2 % auf das Frühjahr, 34,8 % auf den Sommer und 29,5 % auf den Herbst entfallen (IFF. 1886, S. 110).

Für gewisse Zwecke (z. B. zur Berechnung von Abzugskanälen in Städten) ist jedoch die Kenntniss der jährlichen und täglichen Regenmengen ungenügend, indem hiefür vielmehr einzelne stärkere Regenfälle (Sturzregen, Schlagregen) ihrer Dauer und Höhe, sowie der Intensität nach massgebend sind, womit gewöhnlich die Regenhöhe pro Stunde verstanden wird.

Nachdem aber mit obgenannten gewöhnlichen Ombrometern diesbezügliche Beobachtungen nicht angestellt werden können, bestehen zu dem Zwecke andere Apparate, bei denen entweder stets eine unmittelbare Ablesung der jeweiligen Regenhöhe möglich ist, oder welche die Regenintensitäten selbstthätig aufzeichnen (selbstzeichnende, selbstregistrirende Regenmesser, oder Ombrographen).

Fig. 1. Fig. 1 a.

1: 20.
Regenmesser von Vinc. Pollack.

Einen Apparat der ersteren Art zeigt der in nebenstehender Fig. 1—1 a dargestellte Regenmesser mit direkter Ablesung von Vinc. Pollack. Derselbe besteht aus dem Auffangegefäss *A* von Zinkblech und den gläsernen Messröhren LL_1 und L_2 L_3. Ersteres hat eine Höhe von 100 mm (welche aber im Winter durch einen Aufsatzcylinder beliebig vergrössert werden kann) und einen solchen Durchmesser, dass bei der Röhrenweite von 41 mm, eine Theilstrichhöhe der Scala genau 1 mm Niederschlag entspricht. Die Glasröhre LL_1 in welche das Auffangegefäss mündet, hat eine Höhe von 1340 mm, ist unten verengt und rechtwinklig abbiegend durch das Theilungsbrett geführt. Mit dieser Röhre können nebenan, nach Bedarf, noch andere Glasröhren in Verbindung stehen, wie hier L_2L_3, welche durch den Umlauf *U* mit LL_1 in Verbindung steht. Beide Röhren sind unten durch zwei Kautschukplättchen *K* geschlossen, welche durch das von der Schraube *S* getragene Querbrettchen *B* angepresst werden. In jeder Röhre befindet sich ein weiss angestrichener Korkschwimmer *H*, welcher mit einem nach unten hängenden Stift versehen ist, um ein Schiefstellen oder Festklemmen des Schwimmers zu verhüten.

Das Theilungsbrett ist schwarz angestrichen und mit weissen Theilstrichen in gegenseitiger Entfernung von 28 bis 29 mm versehen (die genaue Entfernung wird durch Aichung bestimmt), und sind die Zehnertheilstriche etwas länger, und mit Ziffern von ungef. 90 mm Höhe bezeichnet.

Man kann auf diese Weise, ohne sich dem Apparat zu nähern (z. B. von einem Fenster aus) mit freiem Auge, oder bei grösserer Entfernung mittels Opernglas oder Fernrohr, zu jeder Zeit unmittelbar die Regenhöhe ablesen, was bei eintretendem Regen unter Vormerk der Zeit (z. B. jede Minute, oder in grösseren Intervallen, je nach der Regendichte) geschehen kann.

Steigt das Wasser in LL_1 über 41 mm, so tritt das Überfliessen nach L_2L_3 ein, und hebt sich dort ein zweiter Schwimmer, wodurch eine kontinuirliche Niederschlagshöhe von 81 mm gemessen werden kann, ohne die Röhren zu entlehren. Letzteres geschieht durch einfaches Lüften der Schraube *S*.

Dieser Apparat kam am Arlberg zur Anwendung und hat sich dort gut bewährt. Derselbe kostete bei der ersten Herstellung 20 Gulden (ÖZ. 1894, N:o 3).

Wiewohl aber ein solcher Apparat den Vortheil grösserer Bequemlichkeit hat, als die gewöhnlichen Ombrometer, und auch die Feststellung der Regenintensitäten gestattet, so ist damit doch der Nachtheil verbunden, dass Letzteres die ständige Aufmerksamkeit des Beobachters erfodert, und daher namentlich bei Nacht mit Schwierigkeiten verbunden ist.

Diese Übelstände sind bei den nachfolgenden selbstregistrirenden Regenmessern (Ombrographen) ganz vermieden. Dieselben haben aber den Nachtheil einer verhältnissmässig grossen Kostspieligkeit.

Taf. I, Fig. 2—2 a zeigt einen neueren Ombrographen von Iszkowsky, welcher sich durch Einfachheit, Solidität und eine für technische Zwecke genügende Genauigkeit anszeichnet. Derselbe besteht dem Wesen nach aus dem Auffangegefäss *A* und

einem mit Deckel geschlossenen cylindrischen Sammelgefäss *B*, welches durch das Rohr *C* mit dem Auffangegefäss in Verbindung steht. Dieses Gefäss *B* wird bis zu einer gewissen Höhe ständig mit Wasser gefüllt gehalten, worin sich ein cylindrischer, zwischen zwei Leisten geführter Schwimmer befindet, durch dessen Steigen die Menge des zugekommenen Niederschlagswassers zum Ausdruck gebracht wird. Zu diesem Behufe geht vom Schwimmer aus, durch den Deckel des Gefässes eine Stange, welche am oberen Ende mit einem Querarm mit Schreibstift versehen ist, der mit einer mit Papier belegten Uhrwerkstrommel *T* in Verbindung steht, so zwar, dass bei der Drehung der Trommel der Niederschlag durch den Stift kontinuirlich aufgezeichnet wird. Das Sammelgefäss ist gegenüber dem Auffangegefäss so gross, dass für 1 mm Regenhöhe der Schwimmer um 2 mm steigt. Die Verdunstung aus dem Sammelgefässe ist in Folge der Abschliessung desselben, selbst in der grösseren Hitze der Julitage kaum bemerkbar, und kann durch einige Tropfen Öl vollends behoben werden.

Zum Schmelzen von Schnee und behufs Hintanhaltung des Gefrierens des Wassers, kann eine Lampe *L* derart eingestellt werden, dass die Flammenwärme auf die Zuflussröhre und von dieser auf dass Auffangegefäss übertragen wird.

Bei den meisten Beobachtungsstationen genügt ein Sammelgefäss *B* für eine Niederschlagshöhe von 150 mm. Woselbst grössere Niederschläge zu erwarten sind, kann ein zweiter, gleich konstruirter Behälter *B'* eingeschaltet werden, in welchen das Wasser durch die Verbindungsröhre *rr'* überfliesst, sobald der Wasserspiegel im Behälter *B* den höchsten zulässigen Stand erreicht hat. Sodann tritt der Schwimmer von *B'* in Thätigkeit, und beginnt die Regenkurve auf der entgegengesetzten Seite der Trommel (mit anderfarbiger Tinte) zu zeichnen. Erreicht der Niederschlag die seltene Höhe von 300 mm, so kann das etwa noch weiter hinzu kommende Regenwasser durch ein Überlaufsrohr *R* behufs Abmessung in ein untergestelltes Gefäss abgeleitet werden. Bei Anwendung eines einzigen Sammelgefässes wird das Überlausfsrohr *R* an diesem angebracht. Zur Entleerung der Sammelbehälter dienen die Ablaufrohre *a a'*.

Für die richtige Funktion des Apparates ist es von Wichtigkeit, dass derselbe mittels der vier Stellschrauben *S* und einer Dosenlibelle genau eingestellt wird, so dass die Trommel *T* vertikal steht (ÖM. 1895, S. 246).

Taf. I, Fig. 3—3 a. *Regenmesser von Dr. Sprung und R. Fuess* (erste Bauart). Das 500 qcm messende Auffangegefäss *A* setzt sich hier in eine Sammelröhre *R* fort, welche unten einerseits durch das Rohr R, eine Fortsetzung bis in das Beobachtungszimmer erfährt, während sich an dieselbe andererseits ein Heberrohr *H* anschliesst. Die Röhren *R* und R_1 werden bis zum Anschluss des Heberrohres ständig mit Wasser gefüllt gehalten, welche Wassersäule unten durch eine Quecksilbersäule im gebogenen Rohre R_2 im Gleichgewicht gehalten wird. Wird nun bei fallendem Regen die Sammelröhre gefüllt, so wird durch ihren Druck die Quecksilbersäule bezw. der auf derselben befindliche hölzerne Schwimmer Z gehoben, und durch diesen mittels Zahnstange und Zahnrad die Bewegung auf den Stift *S* übertragen, welcher auf dem von der Papiertrommel *T* ablaufenden, durch das Uhrwerk *U* bewegten Streifen die Regenkurve aufzeichnet. Sobald die Sammelröhre bis zum Scheitel des Hebers gefüllt ist, kommt dieser zur Wirkung, wodurch die Röhre auf einmal entleert und der Stift zurückgezogen wird. Heber, Sammelröhre und Auffangegefäss stehen in einem solchen Verhältniss zu einander, dass das jedesmal zur Entlerung kommende Wasser — also auch die Höhe der auf dem Papierstreifen ausgeführten Zeichnung — einer Regenhöhe von 4 mm entspricht. Das Uhrwerk markirt durch eine in der Figur nicht ersichtliche Verrichtung jede einzelne Stunde mittels eines Nadelstiches auf dem Papier.

Ein solcher Apparat ist z. B. auf der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin in Verwendung. Fig. 3 a zeigt eine von demselben verzeichnete Regenkurve vom 11. August 1889 (ZfB. 1890, S. 504).

Taf. I, Fig. 4, *Regenmesser von Beckley.* Dieser namentlich in England vielfach angewendete Apparat hat eine, der vorigen ähnliche principielle Anordnung, zeichnet sich aber durch grössere Einfachheit aus. Hier gelangt das vom Auffangegefäss *A* kommende Wasser durch eine Röhre *R* in ein Sammelgefäss *B*, welches in einem mit Quecksilber gefüllten Gefäss *C* schwimmend erhalten wird, und darin in dem Verhältniss sinkt, als es mit Wasser gefüllt wird. Diese vertikale Bewegung wird durch den unmittelbar am Gefässe *B* befestigten Stift *S* auf die durch ein Uhrwerk bewegte Trommel *T* übertragen. Sobald das Sammelgefäss gefüllt ist, wird es durch den Heber *H* selbstwirkend entleert, worauf das Gefäss wieder emporschnellt um neuerdings gefüllt zu werden (Hdl.).

" Fig. 5—5 a. Regenmesser von Prof. Dr. P. Schreiber. Hier befindet sich unter einem Auffangekasten von 500 qcm Fläche ein Sammelrohr von ca. 5 cm Durchmesser und 5 m Länge, so dass jeder Millimeter Regen im Rohre eine Wassersäule von ungef. 25 mm Höhe erzeugt. Unter diesem Rohr befindet sich der Registrirapparat, der mit dem Boden des Sammelrohres durch eine Bleiröhre *R* so in Verbindung steht, dass dieselbe in ein System von mit einander kommunicirenden Dosen *D* von 100 mm Durchmesser mündet, welche sich beim Eintritt von Druckwasser nach oben erweitern und diese Bewegung durch den zweiarmigen Hebel *H* mittels der Schreibfeder *S* auf die Trommel *T* übertragen. Der Hebel trägt auf der einen Seite ein Gegengewicht *G* von 50 gr, um hiemit die für ein sicheres Einstellen nöthige Spannung zu erhalten, während am anderen Arm nahe an der Drehachse das Dosensystem angreift, und in einer Entfernung von 500 mm von der Drehachse die mit Anilin-Tinte gefüllte, an die Trommel federnd angedrückte Schreibfeder sich befindet. Der andere ebenso lange Arm endet in einen Zeiger, welcher die jeweilige Regenhöhe an einem Theilbogen angiebt.

Die Trommel hat 200 mm Durchmesser und 250 mm Höhe, und geschieht deren einmalige Umdrehung in 50 Stunden, so dass die Streifen alle zwei Tage gewechselt werden müssen. Die Bewegung des Stiftes ist so geregelt, dass jeder Millimeter Niederschlag denselben um ca 1 mm erhöht, so dass die Streifenbreite für 200 mm Regen ausreicht. Der Apparat ist am meteorologischen Institut in Dresden in Anwendung (Cl. 1895).

" Fig. 6. Regenmesser von Dr. Maurer, und Hottingen & C:o (gegenwärtig Usteri-Reinacher) in Zürich. Derselbe besteht aus einem Auffangegefäss *A* von 250 qcm Öffnung, welches das Regenwasser in ein trichterförmiges Sammelgefäss *B* von 500 cbcm Fassungsraum fallen lässt. Letzteres ist um eine in einer Gabel sitzende Achse *a* drehbar, welche sich unter dem Schwerpunkte des gefüllten Gefässes und etwas seitwärts von der Symmetrielinie befindet, so dass das gefüllte Gefäss das Bestreben hat nach rechts zu kippen, was durch die gabelförmige Knagge *k* verhindert wird, gegen welche sich das untere Ende des Gefässes stützt. Die Gabel sitzt auf einer nach unten verlängerten Stange, welche am unteren Ende einen Arm mit dem Schreibstift *S* trägt, welch letzterer gegen die mit Papier belegte und vom Uhrwerk *U* getriebene Trommel *T* gedrückt wird. Hiebei wird der Apparat durch eine Spiralfeder *F* getragen, und sinkt bei zunehmender Füllung des Gefässes, wobei die Spiralfeder gedehnt wird. Der Widerstand der Feder ist so bemessen, dass der Stift bei leerem Gefäss am oberen, und bei gefülltem Gefäss (entsprechend 20 mm Regenhöhe) am unteren Ende der Trommel steht. Sobald aber Letzteres eingetroffen, stösst die Knagge *k* gegen die feste Schraube *l*, wodurch das Gefäss *B* frei wird, und umkippt, um den Inhalt in den Trichter *C* zu entleeren, und durch den Schlauch *S* ablaufen zu lassen.

Nach der Entleerung richtet sich das Sammelgefäss durch das Übergewicht des unteren Endes selbstthätig wieder auf, und wird von der Feder wieder in die Höhe gezogen, wobei der Schreibstift eine vertikale Linie beschreibt. Der Apparat kostet 160 Mark, bei grösserer Trommel mit 3 tägiger Umdrehungszeit 208 Mk. (ZfB. 1890, — Cl. 1894).

Fig. 7—7 b. Regenmesser von Dr. Sprung und R. Fuess (neuere Bauart, mit elektrischer Übertragung). Hier hat das Auffangegefäss eine Öffnung von 500 qcm und entleert den Inhalt in eine Hornersche Wippe *W*, welche aus zwei gleich grossen, durch eine Scheidewand getrennten Abtheilungen von je 5 cbcm Inhalt — entsprechend 0,1 mm Regenhöhe — besteht, und welche um eine Schneide abwechselnd nach der einen und der anderen Seite kippt (sobald die bezügliche Seite vollständig gefüllt ist), und den Inhalt in den darunter gestellten Ablauftrichter *T* entleert. Etwaige feste Niederschläge werden durch die Lampe *L* geschmolzen. Die Bewegungen der Wippe werden mittels der Drähte *a* und *b* nach dem im Beobachtungszimmer befindlichen Registrirapparat (Fig. 7 a) übertragen, indem bei jeder Auf — und Abwärtzbewegung der Wippe bei *c* auf kurze Zeit ein Stromschluss erfolgt, wodurch ein Elektromagnet *E* in Thätigkeit tritt, und durch dessen in dass Zahnrad *Z* eingreifende Hemmvorrichtung (Echappement) *D* den am unteren Ende belasteten Papierstreifen *P* von einer Rolle *K* abwickelt. Quer über den Papierstreifen bewegt sich die Schreibfeder *F* in der Weise, dass sie mit einer Stange *S* verbunden ist, welche durch die Achse des Minutenzeigers der Uhr *U* in Bewegung gesetzt wird.

Hier wird somit entgegen den vorigen Apparaten der Papierstreifen durch das Regensammelgefäss, bezw. die Wippe und der Stift durch das Uhrwerk in Bewegung gesetzt, wodurch also das Papier nur dann fortbewegt wird, wenn Regen fällt, daher ein unnöthiger Papierverbrauch in regenloser Zeit vermieden wird.

Der nähere Vorgang im Bewegungsmechanismus besteht darin, dass die an der unteren Fläche rauhe Stange S auf den Rollen *r* und *R* aufliegt, und durch erstere, mit rauhen Rändern versehene und mit dem Uhrwerk verbundene Rolle, vom linken bis zum rechten Rand des Papierstreifens geschoben wird. Am Ende jeder Stunde hebt der Zeiger *Z* durch Berührung der Backe *B*, die Rolle *R*, und damit auch die Schiene *S* von der Triebrolle *r* etwas ab, wonach die Schiene dem Zuge einer über die Rolle *R* laufenden Schnur, bezw. des an ihr angehängten Gewichtes *v* nachgebend, wieder zurück schnellt, um dann wieder die langsame Bewegung nach rechts zu beginnen. Hiebei dient das Gewicht *g* zur Ausgleichung des Gewichtes von *v* und *R*. Ausserdem wird nach Ablauf jeder Stunde der Papierstreifen um ein bestimmtes kleines Mass vorgeschoben, so dass sich regenlose Stunden durch parallele, nahe an einander liegende Linien kennzeichnen. Die hiefür erforderliche Verschiebung des Papierstreifens geschieht gleichfalls durch den Elektromagnet *E*, indem bei der jedesmaligen Berührung des Uhrzeigers *Z* mit dem Backen *B* durch die Drähte *d* und *e* ein Stromschluss erzeugt wird.

Ein solcher Apparat ist z. B. in Königsberg in Anwendung, und zeigt Fig. 7 b eine von demselben verzeichnete Regenkurve. Derselbe kostet einschliesslich Stromerzeuger und Leitungen 520 Mk. (ZfB. 1890 S. 505 — CBl. 1890 N:o 21 s. 215, — CI. 1894, S. 542).

§ 3. Grösse und Häufigkeit der stärkeren Niederschläge.

Für technische Zwecke ist ausser der Grösse und Intensität der Niederschläge auch ihre Häufigkeit von Wichtigheit. Man pflegt daher für diese Zwecke die ombrographischen Aufzeichnungen tabellarisch zusammenzustellen. Die nachfolgende Tabelle zeigt die Anordnung der diesbezüglichen Zusammenstellungen der Beobachtungen an der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin, speciell das Resultat des vorgenannten Regenbildes Taf. I Fig. 3 a (vom 12. August 1889) darstellend (ZfB. 1890).

Lauf N:o	Jahr	Monat	Tag	Stunde		Zeitdauer		Höhe des Niederschlages mm	Niederschlag auf die Stunde mm
				von	bis	Stunden	Min.		
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
162	1889	Aug.	11	2^{25}	3_p	—	35	10,8	18,5
				3	3^{15}_p	—	15	0,4	1,6
				3^{15}	3^{45}_p	—	30	2,1	4,2
				3^{45}	4^{25}_p	—	40	0,2	0,3
				4^{25}	7^{10}_p	2	45	7,9	2,9
				7^{10}	8_p	—	50	0,8	1,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Aus diesen Zusammenstellungen wurden die nachfolgenden grössten Niederschläge für die Zeit vom Jahre 1884 bis 1889 entnommen. Es geht hieraus u. A. die allgemeine Erfahrung hervor, dass die Dauer der grössten Niederschläge gewöhnlich nur zwischen etwa 10 und 30 Minuten beträgt, weshalb selbstregistrirende Regenmesser mit mindestens Einviertelstundentheilung zur genauen Beobachtung zu versehen sind.

Intensität in mm auf die Stunde	Zeitangabe			Höhe des gefallenen Niederschlages mm	Dauer des Niederschlages	
	Tag.	Monat	Jahr		Stunde	Min.
36,9	22.	Juli	1886	19,7	—	32
36,0	5.	»	1887	3,0	—	5
33,7	9.	»	»	10,1	—	18
32,4	13.	»	1884	2,7	—	5
30,0	27.	April	1889	5,0	—	10
26,4	16.	Mai	»	8,8	—	20
26,4	3.	Juli	»	6,6	—	15
25,0	2.	Sept.	1887	2,5	—	6
24,3	29.	Juni	1885	14,2	—	35
24,0	15.	Sept.	1886	3,2	—	8
23,6	18.	»	1885	5,9	—	15
19,2	14.	Aug.	1889	3,2	—	10
19,0	5.	»	»	9,5	—	30
18,5	27.	Juli	1887	4,0	—	13
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—
ferner auch (Cl. 1894 S. 539):						
59,2	29.	Juni	1885	14,8	—	15
47,6	22.	Juli	1886	14,3	—	18
42,6	16.	Mai	1889	12,8	—	18
80,4	22.	Juni	1891	18,9	—	14
79,2	24.	»	»	26,4	—	20

Intensität in mm auf die Stunde	Zahl der Niederschläge von 1884 bis 1889	Gesammte Zeitdauer der Niederschläge		Gesammte Höhe der Niederschl. mm	Durchschnittl. Dauer eines Niederschlages		Grösste Dauer eines Niederschlages		Grösste Höhe
		Std.	Min.		Std.	Min.	Std.	Min.	mm
37,0	1	—	32	19,7	—	32	—	32	19,7
36,0	1	—	5	3,0	—	5	—	5	3,0
33,5	1	—	18	10,1	—	18	—	18	10,1
32,5	1	—	5	2,7	—	5	—	5	2,7
30,0	1	—	10	5,0	—	10	—	10	5,0
26,5	2	—	35	15,4	—	18	—	20	8,8
25,0	1	—	6	2,5	—	6	—	6	2,5
24,5	1	—	35	14,2	—	35	—	35	14,2
24,0	1	—	8	3,2	—	8	—	8	3,2
23,5	1	—	15	5,9	—	15	—	15	5,9
19,0	2	—	40	12,1	—	20	—	30	9,5
18,5	2	—	33	10,1	—	17	—	20	6,1
18,0	2	—	21	6,3	—	11	—	15	4,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,0	5	4	7	24,6	—	49	1	20	8,0
5,5	7	7	27	41,1	1	4	1	32	8,5
5,0	8	16	52	84,1	2	7	11	50	59,4
4,5	6	13	24	61,5	2	14	4	45	22,0
4,0	19	22	7	88,1	1	9	4	15	16,8
3,5	11	9	2	30,8	—	49	1	17	4,2
3,0	20	30	28	94,7	1	31	4	—	11,7

Andererseits werden gleichfalls von der letztgenannten Beobachtungsstation für die Zeit von 1884 bis 1893 die nachfolgenden Sturzregen angeführt (Gl. 1895 N:o 20, S. 329):

4	Regen	von	70	mm	in	1	Stunde
5	»	»	60	»	»	»	»
21	»	»	50	»	»	»	»
18	»	»	40	»	»	»	»
32	»	»	30	»	»	»	»
89	»	»	20	»	»	»	»

Die Dauer dieser Regen schwankte zwischen 3 und 36 Minuten.

In den folgenden zwei Tabellen werden noch einige an anderen Orten beobachtete grössere Niederschläge angegeben, und zwar ist die erstere Tabelle einer grösseren Zusammenstellung von Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) und die andere einer Zusammenstellung von Hellmann entnommen, welche eine ca. 30 jährige Beobachtungszeit umfasst (Ztschr. d. preuss. stat. Bur. 1884, — Rh).

Ort der Beobachtung.	Jahr	Monat	Tag	Dauer		Gesammt regenhöhe mm	Regenhöhe pro Stunde mm	Regenmenge pro qkm &Sek. cbm.
				Stunden	Minuten			
Altstätten	1872	Juli	28.	—	30	43,8	87,6	24,3
»	1877	»	14.	—	10	34,8	208,8	58,0
Annaberg i. S. ...	1867	Sept.	10.	—	15	24,0	96,0	26,6
Bern	1877	Juni	19.	—	45	66,0	88,0	24,4
Czernovitz	1869	Aug.	21.	—	20	28,0	84,0	23,3
Einsiedeln	1874	»	14.	—	30	55,1	110,2	30,6
Kbell (Böhm.)....	1889	Mai	16.	2	30	180,0	72,0	20,0
München	1873	Aug.	12.	—	30	50,6	101,2	28,0
Ofen	1875	Juni	26.	1	—	66,0	66,0	18,3
Waltershausen ...	1884	Aug.	14.	1	—	75,0	75,0	20,8
Wermsdorf (Sachs.).	1867	Juni	9.	—	15	31,4	125,6	34,8
Zürich	1877	Juli	14.	—	10	34,8	208,8	58,0
»	1878	Juni	3.	—	20	25,4	76,2	21,2

Die Sturzregen gehören in der Regel zu den Strichregen, im Gegensatz zu den Landregen, welche sich über viel weitere Gebiete erstrecken, und ist bei einem Strichregen die Stärke der Niederschläge oft sehr ungleichmässig, so dass die Messungsresultate einer Stelle nur für die nächste Umgebung Gültigkeit haben können. So kommt es nicht selten vor, dass z. B. in einem Stadttheile ein heftiger Regen fällt, während ein anderer ganz trocken bleibt.

Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwerth in mm	Stündl. Meistwerth in mm	Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwerth in mm	Stündl. Meistwerth in mm
Deutschland.			Kirchheim u. T.	71	60
Tilsit	78	28	Stuttgart	114	—
Königsberg	69	69	Mannheim	115	—
Berlin	67	—	Karlsruhe	92	—
Frankfurt a. O.	94	—	Mersburg	135	—
Stettin	85	—	*Österreich-Ungarn.*		
Kolberg	102	56			
Posen	83	72	Teschen	106	—
Ratibor	89	45	Brünn	96	—
Breslau	95	63	Ostrawitz	179	—
Beuthen	110	37	Rozna	200	—
Torgau	63	60	Prag	53	—
Halle	89	—	Lemberg	103	—
Kiel	100	71	Czernowitz	96	—
Buchenberg	248	86	Wien	104	—
Frankfurt a. M.	69	—	Bregenz	108	—
Schlüchtern	125	42	Trient	110	—
Köln	63	—	Aussee	110	—
Trier	73	73	Graz	62	—
Hamburg	86	—	Pontafel	143	—
Oldenburg	62	—	Laibach	122	—
Gotha	58	—	Görz	149	—
Freiberg	59	—	Triest	140	—
Leipzig	74	—	Pola	101	—
Dresden	84	82	Ragusa	298	—
Nürnberg	70	—	Budapest	108	—
Augsburg	50	—	Trentschin	267	—
München	92	—	Fiume	130	—
Lindau	112	—			

Handelt es sich daher um genauere Bestimmungen der gesammten auf ein bestimmtes Gebiet gefallenen Regenmengen, so muss hiebei auf die Verbreitung des Regens Rücksicht genommen werden, was am sichersten mit Hülfe der s. g. **Regenkarten** geschieht, bei denen die Flächentheile von gleicher Regenhöhe durch Kurven von einander geschieden sind. Man erhält dann die gesammte Regenmenge eines Gebietes, wenn man die Flächen gleicher Regenhöhe mit der bezüglichen Regenhöhe multiplicirt und die Produkte addirt. Selbstverständlich erfordern verschiedene Zeitperioden besondere Karten, wonach es Karten für Jahresmengen, für Tagesmengen und für einzelne Regenperioden giebt (vergl. ÖZ. 1892

Bl. XXV). Behufs Anfertigung solcher Regenkarten ist jedoch eine engmaschige Vertheilung von ombrometrischen Stationen erforderlich, wie dies gegenwärtig z. B. in Preussen, Sachsen und Böhmen der Fall ist.

Bei genaueren Bestimmungen der Niederschlagsmengen wären ausser dem Regen, Schnee und Hagel auch noch der Thau und Reif zu berücksichtigen, welche namentlich in Gebirgsgegenden wesentlich ins Gewicht fallen können.

§ 4. Verdunstung und Versickerung.

Von den Niederschlägen kehrt ein Theil durch Verdunstung unmittelbar wieder in die Atmosphäre zurück, während ein Theil in die Erde versickert.

Die Verdunstung ist von zahlreichen, theilweise sehr verwickelten Verhältnissen abhängig, und sind es namentlich folgende Umstände welche hierauf einen Einfluss haben.

1) Die Temperatur und Feuchtigkeit der Luft. Die Verdunstung findet zu allen Jahreszeiten, also auch im Winter statt, wenn auch in geringerem Grade. Wenn die Verdunstung bei + 25° C gleich 100 angenommen wird, so beträgt dieselbe nach Nerman *) unter sonst gleichen Verhältnissen bei + 20, + 15, + 10, + 5 ± 0, − 5, − 10, − 15, − 20° bezw. 73,8, 53,9, 38,9, 27,7, 19,5, 13,2, 9,2, 5,8 und 3,8.

2) Die Stärke der Winde, nachdem bei stärkerem Winde die entwickelte Feuchtigkeit rascher abgeleitet, und dadurch die Verdunstung befödert wird.

2) Die Dichtigkeit des Niederschlages, indem bei Niederschlägen gleicher Höhe ein grösserer Theil abfliesst, und sich der Verdunstung entzieht, wenn dieselben in kürzerer Zeit fallen, als wenn sie sich auf eine längere Zeit vertheilen.

4) Die geologische Beschaffenheit der obersten Erdschichten. Je durchlässiger der Boden, desto weniger abfliessendes Tagewasser, und desto grösser die Verdunstung und Versickerung. Trockener und durchlässiger Boden saugt die Niederschläge meistens vollkommen auf.

5) Die Neigung des Geländes, indem mit zunehmender Neigung der Abfluss begünstigt und daher die Verdunstung vermindert wird.

6) Der Kulturzustand des Bodens, jenachdem derselbe mehr oder weniger bebaut, von Sümpfen, Seen oder Wäldern bedeckt ist. Durch die Vegetation, namentlich durch das Gras, wird die Verdunstung im Allgemeinen wesentlich begünstigt. Bei den Wäldern wird aber einerseits durch die Feuchtigkeit der Atmosphäre unter den Bäumen daselbst die Verdunstung verzögert, während andererseits hier nur ein Theil des Niederschlages auf den Boden gelangt. Die

*) Vergl. G. Nerman, Bidrag till kännedom af förhållandet mellan nederbörd och afdunstning IFF. 1886 S. 81.

Wälder verursachen auch eine Verzögerung des Schneeschmelzens und daher eine Verzögerung des Wasserabflusses, weshalb das Aushauen von Wäldern Überschwemmungen zur Folge haben kann. Von Sümpfen findet nur ein geringer Theil des Niederschlagswassers einen Ablauf, wovon hier der grösste Theil verdunstet. Da hiebei der Erde Wärme entzogen wird, so bilden die Sümpfe in den nördlichen Ländern gefährliche Frostherde, von denen namentlich die schädlichen Frühjahrsfroste ausgehen.

Zur Bestimmung der Verdunstung von der freien Wasserfläche werden besondere Apparate (Verdunstungsmesser, Atmometer, Evaporometer) verwendet, bei denen die Verdunstungshöhe des in einem offenen Gefäss befindlichen Wassers mittels besonderer Vorrichtungen genau gemessen wird, wogegen sich die Verdunstung von der Erdfläche als Unterschied zwischen den ombrometrisch bestimmten und den versickerten Niederschlagsmengen ergiebt. Zu letzterem Zwecke verwendet man s. g. Infiltrationsmesser, bestehend aus Kästen oder Röhren von ungef. 1 m Länge, welche unten geschlossen und mit einem Ablaufrohr versehen sind, und mit den auf die Versickerung zu untersuchenden Erdarten, in der ihrem natürlichen Zustand entsprechenden Dichtigkeit, gefüllt werden. Diese Länge des Kastens entspricht ungefähr derjenigen grössten Tiefe, von welcher noch ein Verdunsten aus dem Erdinneren stattfindet.

Bei drainirten Flächen entsprechen die von den Drains abgeführten Wassermengen den versickerten Niederschlagsmengen.

Bezüglich der Grösse der jährlichen Verdunstung von der freien Wasserfläche fand z. B. Colding in Kopenhagen für 11 Beobachtungsjahre (1849—1859) im Minimum 608,8 und im Maximum 778,2, im Mittel 709,7 mm, und betrugen die monatlichen Mittelwerthe für den Januar 6,3, Februar 12,6, März 18,6, April 47,1, Mai 109,8, Juni 147,5, Juli 134,9, August 97,3, September 47,1, Oktober 25,1, November 18,8 und December 6,3 mm. Ferner fand Colding für die Verdunstung bei wassergetränktem Rasen, mit Gras von 25 mm Länge, für die Jahre 1852 bis 1859 ein Minimum von 652,8 und ein Maximum von 828,1, im Mittel 764,3 mm, dagegen bei einer Graslänge von 250 mm im Minimum 740 und im Maximum 1672,5 im Mittel 1116,6 mm. Somit war die Verdunstung vom Rasen mit kurzem Gras 7,6 % und von jenem mit längerem Gras 57,3 % grösser als von der freien Wasserfläche.

In Schweden wurden nach Beobachtungen an verschiedenen Stellen für die Jahre 1881 bis 1885 für die Verdunstung von der freien Wasserfläche die nachfolgenden Werthe gefunden.

	Frei ausgesetzt für Sonne und Regen		Im Wald unter Bäumen	
	Min. mm	Max. mm	Min. mm	Max. mm
Juni	105	180	30	50
Juli	120	200	30	50
August	70	130	19	40
September	16	90	7	25

Nach Nerman beträgt für das mittlere Schweden die jährliche Verdunstung von der freien Wasserfläche im Mittel 600 mm, jedoch von Sümpfen und ähnlichem durchfeuchteten Boden 700 mm, und von beschatteten Flächen nur ungef. 28 % der Verdunstung von der freien Wasserfläche.

Desgleichen wird für Deutschland die jährliche Verdunstungshöhe einer dem Winde zugänglichen Wasserfläche mindestens gleich 600 mm, mit der Möglichkeit einer Steigerung aufs Doppelte, angegeben, sowie dass die Verdunstung im Walde bei streufreiem Boden ca 40 % und bei streubedecktem Boden nur ca 15 % derjenigen bei freier Wasserfläche beträgt (Rh.).

Bezüglich der Versickerung wurden z. B. von Dalton (1836—43) umfangreiche Versuche angestellt, und fand derselbe beispielsweise bei einer Füllung des Infiltrationsmessers, bestehend von oben nach unten aus 25 cm sandigem Lehm, 39 cm sandigem Kies und 30 cm reinem Kies, folgende Versickerungsmengen in Procenten der Niederschlagsmenge:

Januar 63,4 %, Februar 68 %, März 49,5 %, April 13,6 %, Mai 5,75 %, Juni 4 %, Juli 3,1 %, August 0,87 %, September 4,57 %, Oktober 24,0, November 57,2 %, December 62,8 %. Hiebei waren verdunstet im Sommer 94,8 %, im Winter 46 % und im Jahresdurchschnitt 60,4 % der Regenhöhe.

Durch Drainirungen können bei Thonboden bis zu 30 %, bei Lehmboden bis zu 40 %, und bei Kiesboden mit darüber liegender Humusschichte ca 45 % der Niederschlagsmenge, im Mittel 0,00075 cbm pro Sek. und ha abgeleitet werden (Rh.).

§ 5. Das Grundwasser.

Die versickerten und nach dem Erdinneren eingedrungenen Wassermassen bilden das s. g. Grundwasser. Dasselbe dringt, der Schwerkraft folgend bis zu undurchlässigen Schichten vor, und bewegt sich dann längs derselben im Inneren von durchlässigen Schichten (den s. g. Grundwasserträgern) in Form von Grundwasserströmen vorwärtz, um entweder über oder unter der Oberfläche der Tagewässer als Quellen an den Tag zu treten *). Es kommen daher auch unter der

*) Vergl. H. Höfer, Die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes, ÖZ. 1892, S. 409.

Meeresfläche Süsswasserquellen vor. So wurde z. B. bei Versuchsbohrungen am Strande in Hangö (Finnland) auf 40 m Tiefe unter der Meeresfläche Süsswasser angetroffen, und in Wilhelmshaven wird ein Theil des für die Stadt erforderlichen Trinkwassers unmittelbar an der Küste aus 200 m Tiefe gewonnen.

Bei Projektirung von Anlagen behufs Gewinnung von Grundwasser ist oft die Kenntniss des Verlaufes und der Ergiebigkeit von Grundwasserströmen von Wichtigkeit. Unter Voraussetzung eines gleichmässigen Grundwasserträgers kann die Geschwindigkeit v des Grundwassers erfahrungsgemäss porportional mit dem Gefälle des Wasserspiegels angenommen werden. Ist daher J das relative Gefälle (Gefälle pro Längeneinheit), so ist

$$v = kJ$$

worin k einen von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers abhängigen Erfahrungskoefficienten bezeichnet. Derselbe kann durch Versuch in der Weise bestimmt werden, dass die fragliche Bodenart in ein am Boden mit einem Sieb versehenes Gefäss, bis zu einer bestimmten Höhe h gefüllt, und durch diese Füllung reines Wasser mit einer Druckhöhe H filtrirt wird. Die Geschwindigkeit u des abfliessenden Wassers ist dann mit der Druckhöhe direkt und mit der Höhe der Filterschichte ungekekt proportional, daher

$$u = k\frac{H}{h} \text{ und da } u = \frac{Q}{F},$$

worin Q die sekundliche Wassermenge und F der wasserdurchlasseden Querschnitt (je nach der Korngrösse 0,2 bis 0,4 vom ganzen Querschnitt), so ist

$$k = \frac{Q}{F} \cdot \frac{h}{H}$$

Ist nun y die Höhe eines beliebigen Punktes B des Wasserspiegels über der undurchlässigen Schicht, oder über der Sohle des Recipienten, in welchen der Ablauf stattfindet, und x der Abstand jenes Punktes von einem zweiten Punkte A, dessen Höhe h ist, so ist die Geschwindigkeit bei B

$$v_x = k\,\frac{dy}{dx}$$

Wird ferner vom Grundwasserstrome eine Breite $= 1$ in Betracht gezogen und ist φ der Durchlässigkeitskoefficient, also der durchlassende Querschnitt bei B $F = \varphi \,.\, y \,.\, 1$, so ist

$$Q = F \,.\, v_x = k\varphi y\,\frac{dy}{dx}$$

$$Qx = k\varphi\,\frac{y^2}{2} + C$$

oder, da für $x = 0$, $y = h$, daher $C = -\,k\varphi\,\dfrac{h^2}{2}$

$$y^2 = \frac{2Qx}{k\varphi} + h^2, \quad Q = k\varphi\,\frac{y^2 - h^2}{2x},$$

wonach die Oberfläche des Grundwasserstromes eine Parabel bildet.

Für gewisse Zwecke ist eine regelmässige Beobachtung der Veränderungen der Höhe des Grundwassers (des s. g. Grundwasserstandes) erforderlich, was durch Anwendung von später zu besprechenden Pegeln in Brunnen geschehen kann.

§ 6. Das Tagewasser.

I. Allgemeines.

Stellt nebenstehende Textfig 2 irgend welchen Durchschnitt (Profil) eines stehenden Gewässers, oder den Querschnitt (das Querprofil) eines fliessenden Gewässers, sowie Fig. 2a den Längenschnitt (das Längenprofil) des letzteren vor, so nennt man die Höhe der Wasserfläche in Bezug auf irgend einen Horizont

Fig. 2. Fig. 2 a.



den Wasserstand. Man unterscheidet den Niedrigwasser (Niederwasser-), Mittelwasser-, und Hochwasserstand, welche mit bezw. *N.W.*, *M.W.* und *H.W.* bezeichnet zu werden pflegen, sowie auch noch den s. g. normalen oder gewöhnlichen Wasserstand, welcher im Jahre ebenso oft überschritten als nicht erreicht wird, als auch den absolut höchsten und den absolut niedrigsten Wasserstand.

Bei den Querprofilen fliessender Gewässer hat man das eigenlliche Rinnsal (Flussbett, Flussprofil) und das Überschwemmungsgebiet (Inundationsgebiet) zu unterscheiden.

Ist im Längenprofil α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen den Horizont und h deren absolutes Gefälle auf die Länge l, so ist $\frac{h}{l} = \sin\alpha = J$ das relative Gefälle, bezw. Gefälle auf die Längeneinheit. Ist ferner F die Querschnittfläche eines rinnenden Gewässers bei einem bestimmten Wasserstand und v die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in diesem Profil, so ist $Q = Fv$ die sekundlich abfliessende Wassermenge. Der die Ermittlung der Wasserstände und Wassermengen umfassende Theil des Wasserbaues bildet die s. g. Hydrometrie.

2. *Bestimmung der Profile.*

Die Aufnahme der Profile geschieht durch Messung der Tiefe an bestimmten Punkten der Wasserlinie (durch s. g. Peilungen), was bei kleineren Tiefen mittels Peilstangen, eventuell durch direktes Einnivelliren, bei grösseren Tiefen mittels Senkblei geschieht. Auch werden hiefür besondere selbstregistrirende Peilapparate benutzt.

3. *Ermittlung der Wasserstände.*

Die Ermittlung der Wassertände ist für die Zwecke des Wasserbaues, der Schifffahrt etc. von Wichtigkeit, weshalb hiefür an bestimmten Punkten regelmässige Beobachtungen zu geschehen pflegen. Es ist von Wichtigkeit, dass solche Beobachtungen nicht nur an verschiedenen Punkten bei einem und demselben Flusse vorgenommen werden, sondern es sollen auch bei Seen die Wasserstände (Seestände) an mehreren Punkten beobachtet werden, um hiedurch den Einfluss des Windes und etwaiger Ablesungsfehler zu eliminiren.

Zur Beobachtung der Wasserstände werden s. g. Pegel verwendet, welche in der einfachsten Form aus einer mit Centimetertheilung versehenen Messlatte bestehen, die an einem festsitzenden Pfahl, Brückenpfeiler etc. befestigt und bis zu einer entsprechenden Tiefe in das Wasser eingetaucht sind. Der Nullpunkt der Theilung ist auf einen bestimmten Horizont einnivellirt. Gewöhnlich besteht die Latte aus Holz, doch wird hiefür auch Gusseisen benutzt, das namentlich wenn emaillirt, zweckmässig ist.

Nachdem aber das Beobachten des Wasserstandes bei solchen festen Pegeln unbequem ist, so werden auch Pegel anderer Art, namentlich solche mit Schwimmern (auch schwimmende Pegel genannt) verwendet, bei denen der Wasserstand in beliebiger Höhe über der Wasserfläche angezeigt wird. Hiebei ist in der einfachsten Anordnung der aus einem wasserdicht geschlossenen Blechgefäss bestehende Schwimmer entweder mit einer Stange versehen, welche bis zur Beobachtungsstelle reicht, und dort mit einem Zeiger versehen ist, oder von demselben geht eine Schnur oder Kette aus, welche in entsprechender Höhe über eine mit einem Uhrzeiger und getheilter Scheibe versehene Achse geführt, und am andern Ende mit einem Gegengewicht versehen ist.

Taf. I, Fig. 8 zeigt einen amerikanischen Seilpegel, wie selber am Missouri angewendet wird. Derselbe besteht aus einem bis über den höchsten Wasserstand reichenden Gerüst mit horizontaler Pegeltafel, welche mittels einer Laufbrücke zugänglich ist. Der Wasserstand wird durch ein über eine Rolle geführtes Seil ermittelt, an dessen einem Ende ein zur Wasserfläche niederzusenkendes Gewicht G von 7 bis 9 kg hängt, während das andere Ende mit einem Handgriff H und

Zeiger versehen ist und längs der Pegeltafel horizontal geführt wird, bis das Gewicht die Wasserfläche berührt (ZfB. 1895, Ergänz. Heft Bl. IV).

Besonders bequem für die Beobachtung sind die s. g. pneumatischen Pegel (Luftdruckpegel), welche so eingerichtet sind, dass der Wasserstand an mehr oder weniger entfernten Stellen ersichtlich gemacht werden kann. Dieselben bestehen im Princip aus einer gusseisernen Glocke, welche nach Art der Taucherglocke durch ein biegsames dünnes Rohr von beliebiger Länge mit einem Manometer in Verbindung steht. Wird die Glocke in das Wasser versenkt, so wird die in derselben eingeschlossene Luft je nach dem Wasserstand verschiedene Spannungen erhalten, welche am Manometer ersichtlich werden. Durch Verzweigungen des Rohres kann der Wasserstand an verschiedenen Stellen angezeigt werden. Die Firma J. Losenhausen in Düsseldorf-Grafenberg liefert solche Apparate einfacher Art.

Bei der Anwendung der obgenannten Pegel ist ein unmittelbares Ablesen des jeweiligen Wasserstandes erforderlich, und zwar pflegt dies täglich wenigstens einmal zu bestimmter Zeit zu geschehen, bei Hochwasser und Eisgang aber auch öfters (bei den deutschen Flüssen bis zu zwölfmal des Tages). Die gewonnenen Resultate werden dann tabellarisch zusammengestellt oder zu graphischen Tabellen verwerthet.*) Man hat aber auch selbstanzeigende Pegel, welche in der einfachsten Form so eingerichtet sind, dass sie den höchsten und eventuell auch den niedrigsten Wasserstand innerhalb des Beobachtungszeitraumes selbstthätig angeben, sowie selbstzeichnende (selbstregistrirende) Pegel (Limnigraphen), welche sämmtliche Wasserstände durch eine continuirliche Kurve darstellen.

Selbstanzeigende Hochwasser-Pegel sind z. B. in Holland in verschiedenen Poldern zum Anzeigen des höchsten Wasserstandes bei Sturmfluthen in Verwendung, und bestehen aus einem Schwimmer mit Gegengewicht, welche an einer über eine Rolle laufenden kupfernen Kette angehängt sind. Die Rolle ist mit einem Sperrrad versehen, in welches eine Sperrklinke eingreift, wodurch der Schwimmer beim höchsten Wasserstand festgehalten wird.

Taf. I, Fig. 9—9 a zeigt einen gleichfalls in Holland benutzten selbstanzeigenden Hoch- und Niederwasser-Pegel, welcher darin besteht, dass auf der Achse der vorgenannten Rolle ein Zahnrad sitzt, in welches ein grösseres Zahnrad eingreift, auf dessen Achse ein Zeiger befestigt ist. Rechts und links von diesem Zeiger sitzen auf dem Zifferblatt noch zwei verstellbare Zeiger, welche vom ersteren mittels eines Stiftes bis nach der höchsten bezw. tiefsten Lage des Schwimmers mitgenommen werden und beim Zurückgehen des mittleren Zeigers dort stehen bleiben.

Eine andere Variation eines solchen Apparates besteht darin, dass die beiden verstellbaren Zeiger mit je einer Uhr in Verbindung stehen, welche bei Erreichung des höchsten bezw. niedrigsten Wasserstandes zum Stehen gebracht werden. Noch eine weitere Anordnung dieser Art ist so beschaffen, dass ausser der Angabe des höchsten und niedrigsten Wasserstandes auch noch derjenige zu bestimmten Zeitpunkten des Tages angegeben wird (CBl. 1890 S. 469 & 6).

---

*) Vergl. Bestimmungen betreffend die Beobachtungen und Aufzeichnungen über das Auftreten und den Verlauf der Anschwellungen in grösseren Gewässern des deutschen Rheingebietes» CBl. 1886 N:o 51 A.

Von den zahlreichen Konstruktionen selbstzeichnender Wasserstandsmesser mögen hier einige angeführt werden.

Taf. I, Fig. 10. Selbstzeichnender Pegel des hydrographischen Amtes der deutschen Admiralität. Dieser schon seit längerer Zeit an mehreren Punkten der deutschen Küste, z. B. auf Arcona und der Insel Sylt mit gutem Erfolg angewendete Apparat, besteht im Wesentlichen aus einem Schwimmer *A* der an einer vertikalen Zahnstange *B* befestigt und durch das Gegengewicht *C* im Gleichgewicht gehalten wird. Die Zähne von *B* greifen in diejenigen eines Zahnrades *D* ein, auf dessen Welle gleichzeitig ein kleineres Zahnrad *E* sitzt. In letzteres greift wieder die wagrechte Zahnstange *F*, an ihrem Ende einen Bleistift *G* tragend, welcher auf der mit Papier überzogenen, und durch ein Uhrwerk *U* in 24 Stunden um ihre Achse gedrehten wagrechten Walze *J* gleitet. Zur Vermeidung eines todten Ganges drückt das Gewicht *K* die Zähne von *F* fest gegen jene von *E*. Der Papierbogen ist mit Höhen- und Stundenlinien versehen. Bei wenig wechselndem Wasserstand, wie an der Ostsee können die Kurven mehrerer Tage auf einem Bogen Platz finden, indem man nur die Zahnstange täglich um ein gewisses Mass zu verrücken braucht (CBl. 1888 S. 192).

Taf. I Fig. 11 zeigt eine andere Variation des gleichen Instrumenentes, wie selbes im Jahre 1885 seitens des Königl. Geodätischen Institutes in Berlin in Travemünde aufgestellt wurde. Beim Steigen und Fallen des Schwimmers *A*, der durch einen Drahtzug mit einer Rolle verbunden und durch ein Gegenwicht *B* im Gleichgewicht gehalten ist, wird das kleine auf der Achse der Rolle sitzende Zahnrad *C* bewegt und schiebt die Zahnstange *D* in lothrechter Richtung auf und nieder, wobei ein daran angebrachter Stift *S* die Schwankungen des Wasserspiegels auf der vertikalen Walze *E* verzeichnet. Zur Erleichterung der Bewegung der Zahnstange ist ihr Gewicht durch ein Gegengewicht *F* ausgeglichen. Die Walze *E*, deren Umfang 0,5 m beträgt, wird durch das Uhrwerk *U* in 48 Stunden einmal um ihre Achse gedreht, so dass die Kurven zweier Tage hier fortlaufend verzeichnet werden können. Um für spätere Ablesungen trotz Zusammenschrumpfens des Papiers einen richtigen Massstab zu haben, wird ein bestimmtes Mass beim Aufspannen und Abnehmen der Bogen auf denselben abgesteckt (CBl. 1888 S. 231).

„ Fig. 12. Fluthmessser nach System Reitz. Dieser in neuerer Zeit mehrfach angewendete Apparat besteht aus einem kupfernen Schwimmer *A*, dessen vertikale Bewegungen von einer grossen Rolle *P* im Verhältniss 1: 10 auf eine kleine gezahnte Rolle *p* übertragen werden, welche wieder eine horizontale Zahnstange *T* mit dem Stift *S* in Bewegung setzt, und durch letzteren an der rotirenden Walze *C* den jeweiligen Wasserstand markirt. Mit dieser Walze steht hier ein Apparat zur Bestimmung des mittleren Wasserstandes in Verbindung, bestehend aus einer auf der Achse der Walze sitzenden Scheibe *D* aus mattem Glas, auf der ein aus zwei kleinen, mit Tourenzählern versehenen Rollen r_1 und r_2 bestehender Wagen sich bewegt, welcher mit der Zahnstange *T* im Verbindung steht. Da sich die Rolle r_1 um so schneller bewegt je weiter ihr Contact mit der Glasscheibe vom Centrum derselben entfernt ist, so ist ihr Rotationswinkel während eines kleinen Zeitintervalles der Fläche zwischen den zwei entsprechenden Ordinaten der Wasserstandskurve proportionirt, und erscheint sodann der mittlere Wasserstand gegeben, durch den Quotienten aus der Tourenzahl der Rolle r_1 durch die Tourenzahl der Scheibe. Die Rolle r_2 dient zur Controlle der Umdrehungen von r_1 (ÖW. 1890, S. 291).

Es giebt auch selbstregistrirende Pegel welche den Wasserstand auf grössere Entfernugen mittels Telegraph anzeigen (Fern-Fluthmesser, Telemareographen.) Solche Apparate (von der Firma Schubart zu Gent) sind z. B. längs der Schelde und ihren Nebenflüssen aufgestellt, durch welche die Wasserstände in Antwerpen aufgezeichnet werden (AdP. 1885, Okt. S. 763, — HZ. 1887 S. 174)*).

*) Siehe bezügl. weiterer Wasserstandsmesser neuerer Art CBl. 1890, S. 6 & 469 — CBl. 1891, S. 405—CBl. 1897, S. 93 (selbstthätiger Luftdruckpegel, Syst. Seibt-Fuess).

4. *Die Wasserstands-Prognose.*

Die Wasserstands-Prognose besteht in der Vorausbestimmung des Wasserstandes an einer gewissen Stelle eines Flusslaufes, auf Grund der vorher am oberen Theil das Flussgebietes beobachteten Änderungen des Wasserabflusses. Der Zweck einer solchen Vorausbestimmung kann verschieden sein, nämlich um bei Ortschaften, Industriewerken, Bauplätzen etc. gegen drohende Überschwemmungen durch Hochwässer, rechtzeitig die nöthigen Schutzvorkehrungen treffen zu können, während für die Zwecke der Schifffahrt namentlich die Vorausbestimmung der niedrigsten Wasserstände von Wichtigkeit ist.

Im Allgemeinen gestalten sich die Beziehungen der Wasserstände zwischen zwei Flussstellen umso einfacher, je weniger Nebenflüsse zwischen denselben in das Hauptgerinne einmünden, und lassen sich diese Beziehungen in verschiedener, mehr oder weniger genauer Weise, am einfachsten aber auf graphischem Wege zum Ausdruck bringen — ein Verfahren welches namentlich in Frankreich schon seit längerer Zeit angewendet wird.

Als ein Beispiel einfacherer Art möge hier das am Flusse Liane seit dem Jahre 1883 geübte Verfahren angeführt werden. Der sich bei Boulogne in das Meer ergiessende Fluss ist bei seiner, von den Quellen bis zur Mündung ca 40 km betragenden Länge, am oberen Theil von steilem Hügelland begrenzt, während der mittlere und untere Theil flach und von sanften Abhängen begrenzt sind. Hiedurch verursachen die Wässer, welche am oberen Theile rasch abfliessen, am mittleren und unteren Theil bedeutende Überschwemmungen, welche durch die Prognose vorausgesagt zu werden pflegen. Der erste Punkt woselbst die Überschwemmungen ihren Anfang zu nehmen pflegen ist die von den Quellen ca 8 km entfernte Ortschaft Bournonville, wo der höchste Wasserstand ungefähr eine Stunde nach Aufhören des Niederschlages am oberen Theil eintritt. Die Vorausbestimmung dieses Wasserstandes geschieht hier aus den Niederschlagsmengen, welche ombrometrisch festgestellt und per Telephon nach Bournonville mitgetheilt werden. Auf Grund von mehrjährigen Beobachtungen wurde festgestellt, dass ein rascheres Ansteigen des Wasserspiegels in Bournonville erst dann eintritt, wenn bei einem als normal stark angenommenen Regen von 1 bis 1,1 mm in der Stunde, der Wasserstand vorher auf 40 cm über Null gestiegen ist, welcher Wasserstand also den Massstab für die vollständige Sättigung des Bodens mit Regen bildet. So oft nun bei diesem Wasserstand ein solcher normal starker Regen im oberen Gebiete eintrat, wurde die gesammte Niederschlagsmenge auf ein Coordinatensystem als Abscisse und die entsprechende Anschwellung des Flusses über obgenanntem Mass als Ordinate aufgetragen. Durch Verbindung der so erhaltenen Punkte wurde eine Kurve erhalten,

welche dazu benutzt wird, um für irgend eine vom oberen Gebiet berichtete Regenmenge umittelbar den entsrechenden Wasserstand in Bournonville zu finden.

Da aber dort auch grössere Regenintensitäten (bis zu 42 mm in der Stunde) vorkommen, so entspricht dem auch eine grössere Anschwellung des Flusses, dem bei Bestimmung des Wasserstandes durch einen der jeweiligen Regenintensität entsprechenden Korrektionskoefficienten Rechnung getragen wird. Dieser Koefficient wurde gleichfalls auf Grund mehrjähriger Beobachtungen festgestellt, was in der Weise geschah, dass die jeweiligen Regenintensitäten als Abscissen, und als Ordinaten jene Koefficienten aufgetragen wurden, mit welchen die Niederschläge multiplicirt werden mussten, um auf den einer normalen Intensität entsprechenden Werth gebracht zu werden. Die Ordinaten der dadurch erhaltenen Kurve geben nun für jeden grösseren Regenfall den Koefficienten an, mit welchem zuerst dessen Intensität multiplicirt werden muss, wonach diese reducirte Regenmenge im erstgenannten Graphikon berücksichtigt wird.

Ferner wurde hier gleichfalls die Beziehung der Wasserstände je zweier auf einander folgenden Pegelstationen durch Graphikons in der Weise dargestellt, dass der jeweilige Wasserstand der einen Station als Abscisse und jener in der folgenden Station, nach Verlauf der für die Bewegung der Fluthwelle von der einen zur anderen Station erforderlichen Zeit, als Ordinate aufgetragen, und die so erhaltenen Punkte zu einer Kurve vereinigt wurden.

Dieses Verfahren ist jedoch ungenügend, wenn der Fluss zwischen den beiden Stationen Nebenflüsse mit grösserer Wasserzuführung aufnimmt, deren Einfluss dann besonders berücksichtigt werden muss. Als einfacheres Beispiel dieser Art möge die am Yonne-Flusse bei Sens angewendete Prognose angeführt werden.

Hier befindet sich sowohl am obersten Laufe der Yonne in Clamecy, als auch bei jenem der Nebenflüsse Cousin (in Avallon) und Armançon (in Aisy), Pegelstationen, von welchen aus das Wasser in ca $1\,{}^1/_2$ Tagen nach Sens gelangt. Es wurden nun bei in den Jahren 1872—81 beobachteten 50 Anschwellungen die Summen der Anschwellungen in den drei letztgenannten Stationen als Abscissen und die bezüglichen, $1\,{}^1/_2$ Tage später in Sens wahrgenommenen Wasserstände als Ordinaten aufgetragen, und für das so erhaltene Punktsystem eine für die Prognose dienende Kurve ersetzt.

Befinden sich bei diesem Verfahren die oberen Pegel nicht wie in diesem Falle gleich weit entfernt vom Prognosenorte, so geschehen die Ablesungen dieser Pegel zu verschiedenen Zeiten, so dass die beobachteten Wassermassen gleichzeitig am Prognosenorte eintreffen, wonach die Summe wie früher behandelt wird. Wenn also für die Prognose bei A die Pegel von B und C in Betracht kommen, und das Wasser braucht etwa 2 Tage um von B, und 3 Tage um von C nach A zu gelangen, so wird für die Prognose in A derjenige Wasserstand in

Rechnung gebracht, welcher in B vor 2 Tagen und in C vor 3 Tagen beobachtet wurde.

In ähnlicher Weise wurde für die Donaustrecke Stein-Wien auf Grund vieljähriger Beobachtungen des Fluthenverlaufs die empirische Formel

$$W = w + d \cdot c$$

aufgestellt, worin W den in 24 Stunden in Wien zu erwartenden, w den zur Zeit der Prognose in Wien beobachteten Wasserstand, d die Differenz der Wasserstände am Pegel in Stein aus den letzten 24 Stunden, und c einen Koefficienten bezeichnet, dessen veränderliche Werthe für alle in Frage kommenden Wasserstände auf empirischem Wege ermittelt und tabellarisch zusammengestellt wurden.

Diese Methode der Voraussage des Wasserstandes am Prognosenorte nach dem blossen Wasserstand anderer Stellen leidet jedoch an dem Übelstand, dass hiebei nur auf die Höhe und nicht auch auf die Länge der Fluthwellen und die davon abhängige verschiedene Gestaltung der Gefälls- und Geschwindigkeitsverhältnisse der bezüglichen Flusstrecke Rücksicht genommen wird, dass der Zusammenhang zwischen der Summe der Pegelstände der Zuflüsse und jenem am Prognosenorte nicht zuverlässig festzustellen ist, und dass die Errichtung der Prognosenkurve eine vieljährige Beobachtungszeit erfordert, während welcher der Fluss seinen Zustand derart verändern kann, dass die gewonnenen Beobachtungsresultate nicht mehr zutreffen.

Viel zuverlässiger ist daher die schon seit längerer Zeit an der Elbe in Tetschen (Böhmen) mit gutem Erfolg angewendete Prognose von Harlacher und Richter, welche auf einer Kombination von Wasserstands- und Wassermengen-Messungen beruht. Hiebei wird nämlich, sobald in den wichtigsten drei Zuflüssen der Elbe, nämlich in der Moldau, Eger und der kleinen Elbe, durch Pegelbeobachtungen der Beharrungszustand konstatirt worden ist (das Hochwasserniveau durch eine Zeit hindurch konstant geblieben ist), die Wassermenge dieser drei Nebenflüsse aus entsprechenden Wassermengenkurven bestimmt, welche Menge nach Zuschlag der übrigen zufliessenden Wassermengen (erfahrungsgemäss 10 % derjenigen dieser 3 Nebenflüsse), die am Prognosenorte in Tetschen abfliessende Wassermenge ausmacht, deren Niveau dort wieder aus entsprechenden Wassermengenkurven ermittelt wird (vergl. AdP. 1888 I, 1889 I, 1890—ÖZ. 1893 N:o 7 & 8, 1895 N:o 27—ZfB. 1887).

5. *Regulirung der Wasserstände bei Seen.*

Bei Seen handelt es sich zuweilen darum, im Interesse der Landwirtschaft, der Industrie oder der Schifffahrt, den Wasserabfluss in der Weise zu reguliren, dass dadurch

die Wasserstände (Seestände) eine bestimmte, den fraglichen Zwecken entsprechende Veränderung erleiden. Während für die Zwecke der Landwirtschaft gewöhnlich eine theilweise Senkung oder vollständige Trockenlegung von Seen in Frage kommt, handelt es sich bei industriellen — und Schiffahrtszwecken meistens umgekehrt um eine Erhöhung der Wasserfläche, behufs Gewinnung einer grösseren Wassermenge und eines grösseren Gefälles, bezw. einer grösseren Fahrtiefe. Die Senkung der Wasserfläche wird durch Vergrösserung des Abflusses (Vertiefung oder Verbreiterung vorhandener, oder Schaffung neuer Abläufe), die Erhöhung dagegen durch Einschränkung der Abläufe mittels Stauwerken (Wehren) erreicht. In beiden Fällen können an den Abläufen eventuell Stauwerke mit veränderlicher Höhe (bewegliche Wehre), erforderlich sein, wenn nur zeitweilig eine künstliche Senkung oder Hebung des Wasserpiegels erforderlich ist. Eine Senkung kann nämlich oft nur zu gewissen Jahreszeiten und nach stärkeren Zuflüssen erwünscht sein, während sie sonst Nachtheile zur Folge haben kann (ungenügender Wasserzufluss bei industriellen Anlagen etc., ungenügende Tiefe für die Schifffahrt) wogegen ein permanenter Aufstau in gewissen Fällen zeitweilig schädliche Überschwemmungen verursachen könnte.

Der jeweilige Wasserstand eines Sees muss offenbar von der Intensität des vorherigen Zu- und Abflusses in der Weise abhängig sein, dass bei Vernachlässigung der Versickerung und Verdunstung, die innerhalb einer gewissen Zeit t zugeflossene Wassermenge gleich sein muss der während der gleichen Zeit abgeflossenen und der im See aufgespeicherten (magazinirten) Menge. Zwischen diesen Wassermengen können nun nach Ekdahl*) folgende Beziehungen aufgestellt werden. Bezeichnet nämlich:

Z_t die Zuflussintensität (sekundliche Zuflussmenge) als Funktion der Zeit t

Q_h die Abflussintensität (sekundl. Abflussmenge), als Funktion des Wasserstandes h und

R_t die Aufspeicherungsintensität (Retentionsintensität) als Funktion der Zeit t so ist

$$Z_t = Q_h + R_t \quad . . . (1$$

Bedeutet ferner A_h die Wasserfläche des Sees beim Wasserstand h so ist

$$R_t \, dt = A_h \, dh, \text{ daher}$$

$$Z_t = Q_h + A_h \frac{dh}{dt} \quad . . . (2$$

Hievon lässt sich Q_h und A_h für jeden Werth des Wasserstandes h unmittelbar bestimmen, und zwar die Abflussmenge Q_h entweder durch unmittelbare Messung an den Abflusstellen, oder durch Berechnung, oder durch eine Kombination dieser beiden Verfahren,

*) Ossian Ekdahl, Om beräkningsmetoderna vid uppgörande af förslag till sjösänkningar och regleringar, Lund 1888. — Siehe auch IFF. 1893 S. 81.

während die Wasserfläche A_h mit Hülfe eines Lageplanes und von Strandprofilen ermittelt werden kann. Bezüglich Q_h kann es hiebei genügen, dasselbe für irgend einen, etwa den mittleren Wasserstand, durch unmittelbare Messung, und die übrigen Werthe auf Grund dieser Messung, und der bekannten Querprofile des Abflusses, durch Rechnung zu bestimmen. Ist nämlich bei der gemessenen mittleren Geschwindigkeit v, F das Querprofil, p der benetzte Umfang und J das relative Gefälle, so ist, wie später gezeigt werden soll, die bezügliche sekundliche Abflussmenge

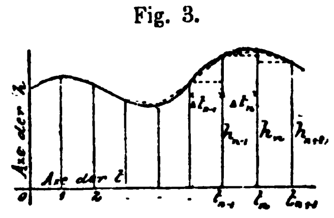
$$Q = F \,.\, v = F \,.\, c \sqrt{\frac{F}{p} J} = c' \sqrt{\frac{F^3}{p}}, \quad c' = Q \sqrt{\frac{p}{F^3}}.$$

daher für einen beliebigen Wasserstand h

$$Q_h = c' \sqrt{\frac{{F_h}^3}{{p_h}^3}}$$

Bei Einschränkung des Abflusses durch Wehre werden zur Berechnung von Q_h die später anzuführenden Stauformeln angewendet.

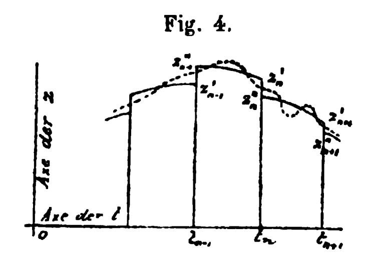
Fig. 3.



Werden nun die den Zeiten . . t_{n-1}, t_n, t_{n+1} . . entsprechenden Wasserstände . . h_{n-1}, h_n, h_{n+1}, . . als Coordinaten aufgetragen, so erhält man die Wasserstandskurve (Textfig. 3). Nachdem bei den endlichen Zeitintervallen . . $\Delta\, t_{n-1}$, $\Delta\, t_n$ . . über den Verlauf dieser Kurve zwischen den so bestimmten Punkten nichts bekannt ist, so wird dieselbe hier für den vorliegenden Zweck genau genug durch ein Polygon ersetzt. Es entsprechen dann jedem t zwei Werthe für $\frac{dh}{dt}$, nämlich $\frac{\Delta\, h_{n-1}}{\Delta\, t_{n-1}}$ und $\frac{\Delta\, h_n}{\Delta\, t_n}$

Nimmt man eine konstante Zeitintervalle . . $\Delta t_{n-1} = \Delta\, t_n = t_{n+1}$ . . $= 1$ (z. B. 1 Tag) an, so erhält man für jeden Werth von t zwei Werthe von Z_t, nämlich, wenn für Z_{tn} und Q_{hn} kurz Z_n und Q_n gesetzt wird

Fig. 4.



$$\left.\begin{aligned} Z'_n &= Q_n + A_n\, \Delta\, h_{n-1} \text{ und} \\ Z''_n &= Q_n + A_n\, \Delta\, h_n \end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; (3$$

Werden daher in diesen Gleichungen (3 die den verschiedenen Werthen von t entsprechenden Werthe von Q, A und $\Delta\, h$ eingeführt und die erhaltenen Doppelwerthe von Z als Ordinaten aufgetragen, so erhält man das in Textfig. 4 dargestellte Graphikon der Zuflussintensitäten. Der hiefür erhaltene gebrochenen Linienzug nähert sich umso mehr der wirklichen (punktirten) Kurve, je kürzer die Zeitintervallen angenommen werden.

Wird nun auf Grund der gegebenen lokalen Verhältnisse die für die bedingte Niveauregulerung erforderliche Vergrösserung oder Einschränkung der Abfluss-

öffnungen angenommen, so können die dadurch bedingten neuen Wasserstandsverhältnisse, bezw. das neue Wasserstandspolygon mit Hülfe des vorigen, in folgender Weise ermittelt werden. Man hat jetzt entsprechend (2 für die neuen Werthe von Z und Q, für die Zeiteinheit $t_{n-1}, -t_n$

$$\int_{n-1}^{n} Z_t dt = \int_{n-1}^{n} Q_h dt + \int_{n-1}^{n} A_t dt$$

In Anbetracht der verhältnissmässig kleinen Wasserstandsvariationen in der Zeiteinheit, kann man mit genügender Genauigkeit setzen

$$\int_{n-1}^{n} Z_t dt = \tfrac{1}{2}\left(Z'_{n-1} + Z'_n\right), \quad \int_{n-1}^{n} Q_h dt = \tfrac{1}{2}\left(Q_{n-1} + Q_n\right)\Delta t = \tfrac{1}{2}\left(Q_{n-1} + Q_n\right)$$

und nachdem $\int_{n-1}^{n} A_t dt = \int_{0}^{n} A_t dt - \int_{0}^{n-1} A_t dt = \overset{n}{\underset{0}{A}} - \overset{n-1}{\underset{0}{A}}$, so ist

$$\tfrac{1}{2}\left(Z'_{n-1} + Z'_n\right) + \left(\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}\right) = \overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n \quad . \; . \; . \; (4$$

Nachdem die Werthe von Z'_{n-1} und Z'_n d. i. die sekundlichen Zuflussintensitäten am Anfang und am Ende jeder Zeiteinheit $t_{n-1} - t_n$ aus der früheren Zuflusskurve Fig. 4 entnommen werden können, so bestimmt man vorerst für verschiedene Wasserstandswerthe h_n die entsprechenden neuen Abflusswerthe von Q_n, bezw. $\frac{1}{2} Q_n$ (wofür eine Abflusskurve konstruirt werden kann) und ermittelt, nachdem die Werthe von $\overset{n-1}{\underset{0}{A}}$ und $\overset{n}{\underset{0}{A}}$, d. h. die gesammten aufgespeicherten Wassermengen bis zu den Höhen h_{n-1} und h_n für die verschiedenen Werthe von n bestimmt worden, die Werthe $\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \frac{1}{2} Q_{n-1}$ und $\overset{n}{\underset{0}{A}} + \frac{1}{2} Q_n$, welche Werthe als Funktionen des Wasserstandes h_n entsprechend Textfig. 5 durch zwei Kurven graphisch dargestellt werden.

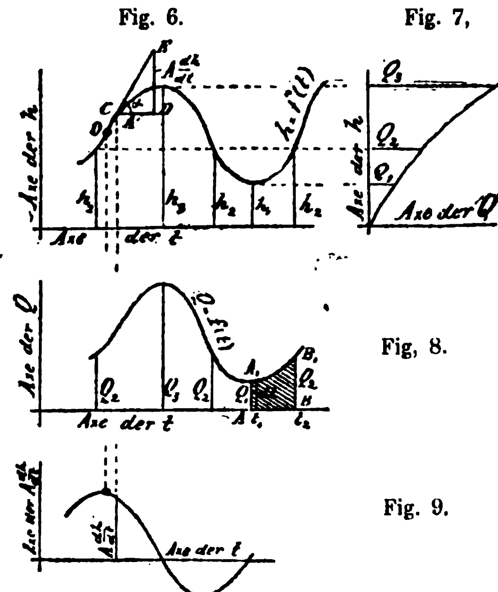
Fig. 5.

Nun wird als Ausgangspunkt für das neue Wasserstandspolygon der letzte Wasserstand h_{n-1} vor der Regulirung angenommen, und im letzteren Graphikon der bezügliche Werth von $\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \frac{1}{2} Q_{n-1}$ aufgesucht, welcher Werth sowie derjenige von $\frac{1}{2}(Z'_{n-1} + Z'_n)$ in die Formel (4 eingesetzt, den bezüglichen Werth von $\overset{n}{\underset{0}{A}} \; \frac{1}{2} Q_n$ ergiebt, welcher wieder im Graphikon Fig. 5 dem gesuchten Werthe der folgenden Ordinate h_n des neuen Wasserstandspolygnes entspricht. Dieser Wasserstand wird dann in gleicher Weise zur Bestimmung des folgenden benutzt, wobei zweckmässig eine tabellarische Aufstellnng wie die nachfolgende angewendet werden kann.

Beobachtungszeiten t_n Tage	Beobachtete Wasserstände h_n m	Zeiteinheitl. Abflussmengen Q_n kbm	Wasserfläche bei Gelegenheit der Beobachtung A_n qm	$h_n - h_{n-1} = \Delta h_{n-1}$	$A_{n-1} \Delta h_{n-1}$	Zeiteinheitl. Zuflussmengen Z''_{n-1}	$h_n - h_{n-1} = \Delta h_{n-1}$	$A_n \Delta h_{n-1}$	Z'_n	$\frac{1}{2}(Z'_{n-1} Z'_n)$	Neue Wasserstände h m
1	6,87	4,20	497,8	+ 0,11	+ 54,70	+ 58,70	—	—	—	+ 59,66	+ 6,87
2	6,98	5,30	501,0	+ 0,07	+ 35,07	+ 40,87	+ 0,11	+ 55,11	+ 60,41	+ 40,75	+ 6,74
3	7,05	5,90	503,2	+ 0,05	+ 25,16	+ 31,06	+ 0,07	+ 35,22	+ 41,10	+ 31,35	+ 6,38
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Will man hiebei auch noch den Einfluss der Verdunstung berücksichtigen, so macht sich dieselbe nur mit Rücksicht auf die Grösse der Seefläche vor und nach der Regulirung geltend, und kann unter Voraussetzung einer je nach der Jahreszeit verschiedenen Verdunstungsintensität a in der Weise berücksichtigt werden, dass wenn die Grösse der Seefläche vor der Regulirung mit A^v und jene nach der Regulirung mit A^n bezeichnet wird, in Gleichung (4 anstatt $\frac{1}{2}$ $(Z'_{n-1} + Z'_n)$ dann $\frac{1}{2}$ $(Z'_{n-1} + Z'_n) + [\frac{1}{2}(A^v_{n-1} + A^v_n) - \frac{1}{2}(A^n_{n-1} + A^n_n)]\, a$ zu setzen wäre.

Wenn die Seeufer so steil und die Schwankungen der Seestände so klein sind, dass bei gleichzeitiger Vernachlässigung der Verdunstung und Versickerung die Seefläche A als konstant angenommen werden kann, so können die Beziehungen zwischen Zufluss, Abfluss und Retention (Aufspeicherung) nach Harlacher (ÖZ. 1895, N:o 50) auf folgende Weise graphisch zum Ausdruck gebracht werden.



Bezeichnet nämlich $h = f(t)$ den Wasserstand als Funktion der Zeit, $Q = \varphi(h)$ den sekundlichen Abfluss als Funktion der Seestände, so lässt sich die erstere Funktion als eine Wasserstandskurve (Textfig. 6) und die letztere als eine Abflusskurve (Textfig. 7) darstellen, indem verschiedene Werthe von h als Ordinaten und die zugehörigen Werthe von t, bezw. von Q, als Abscissen aufgetragen werden. Trägt man wieder entsprechend Textfig. 8 verschiedene Werthe von t als Abscissen, und die

zugehörigen Werthe von Q als Ordinaten auf, so erhält man eine Kurve für die Abflussmengen, als Funktion der Zeit $Q = f(t)$. Es ist dann

$\int_{t_1}^{t_2} Qdt = AA_1B_1B$ die in der Zeit $t_2 - t_1$ abfliessende Wassermenge und

$\int \frac{Qdt}{t}$ die mittlere Wassermenge. Ferner ist $A.dh$ die Retention in der Zeit dt, daher $A\frac{dh}{dt}$ die Retention in der Zeiteinheit. Wird daher in Fig. 6 in irgend einem Punkte C der Wasserstandskurve eine Tangente gezogen, so ist $\frac{dh}{dt} = tg\alpha$ und wenn $CD = A$, $A \,.\, tg\alpha = DE$ die zeiteinheitliche Retention. Werden diese Werthe entsprechend Textfig. 9 in den jeweiligen Zeitmomenten als Ordinaten aufgetragen, so erhält man die Kurve der Retentionen als Differenzialkurve der Seestandskurve. Da den Inflexionspunkten O der Seestandskurve die grössten Werthe von $\frac{dh}{dt} = tg\alpha$ entsprechen, so liegen unter diesen Punkten die Maxima und Minima der Retentionen.

Ändern sich durch eine Regulirung die Abflussverhältnisse, so können $Q = \varphi(h)$ und $Q = f(t)$, sowie die neue Abflusskurve $Q' = \varphi'(h)$ als Funktion der Seestände, als gegeben angesehen werden, und es sind dann die Abflusskurve $Q' = f(t)$ und die neue Wasserstandskurve $h' = f(t)$ als Funktionen der Zeit zu bestimmen.

Sind die sekundl. Abflussmengen zu Anfang und zu Ende der endlichen Zeit Δt vor der Regulirung bezw. Q_1 und Q_2, und nach der Regulirung bezw. Q'_1 und Q'_2, so ist bei den jener Zeit entsprechenden Wasserstandsänderungen Δh und Δh_1

$$\left(\frac{Q'_1 + Q'_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) \Delta t = A(\Delta h - \Delta h_1), \text{ woraus}$$

$$\Delta h_1 = \Delta h - \frac{(Q'_1 - Q_1) + (Q'_2 - Q_2)}{2A} \Delta t$$

Nimmt man nun an, von der zu suchenden Kurve $Q' = f'(t)$ wäre der Punkt A_2 (Textfig. 10) als Ausgangspunkt gegeben, so wäre B_2 zu suchen. Wird dieser Punkt vorläufig als bekannt angenommen, so ist

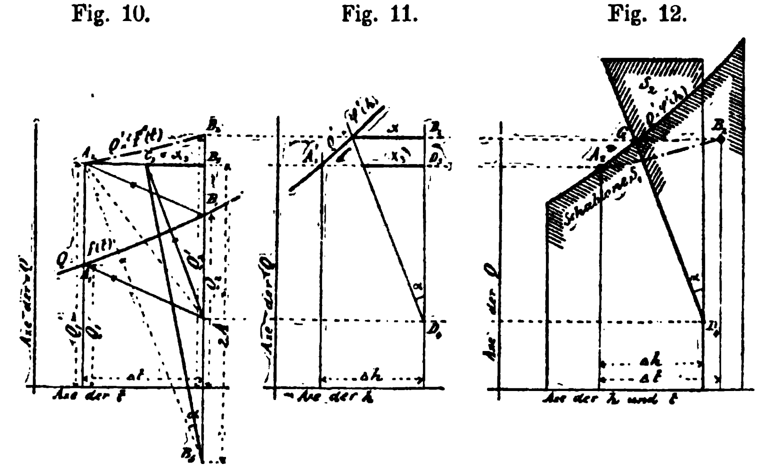
$$\frac{(Q'_1 - Q_1) + (Q'_2 + Q_2)}{2} \Delta t = A_1A_2B_2B_1 = x \,.\, A, \text{ somit } x = \Delta h - \Delta h_1$$

Denkt man sich B_2 allmählich nach abwärts verschoben, so wird bei seiner Lage in B_3 durch Verwandlung des Vierecks $B_3 B_1 A_1 A_2$ in ein Dreieck von der

Basis $B_3 B_5 = 2A$, $x = x_3 = B_3 C_3$, welche Länge im Graphikon Fig. 11 von D_3 nach links aufgetragen den Punkt E giebt. Wird ferner B_2 nach B_4 verschoben gedacht, so wäre $x = x_4 = o$, und würde dem entsprechend in Fig. 11 der Punkt E mit D_4 zusammenfallen. Demnach bewegt sich dieser Punkt auf der Geraden $D_4 E$, und entsprischt daher der Durchschnittspunkt G dieser Geraden mit der Kurve $Q' = \varphi'(h)$, der richtigen Lage von B_2, wofür $x = GD_2$. Hat man auf diese Weise die neue Abflusskurve als Funktion der Zeit $Q' = f'(t)$ bestimmt, so kann hieraus und aus der bekannten Abflusskurve als Funktion der Seestände $Q' = \varphi'(h)$ durch Umkehrung des bei Textfig. 6 bis 8 angegebenen Verfahrens, die neue Wasserstandskurve $h = f'(t)$ konstruirt werden.

Das Verfahren kann wesentlich erleichtert werden, wenn man sich zur Bestimmung des Punktes B_2 entsprechend Textfig 12 zweier Papierschablonen S_1

Fig. 10. Fig. 11. Fig. 12.



und S_2 bedient, von denen erstere oben nach der neuen Abflusskurve $Q' = \varphi'(h)$ ausgeschnitten ist, und die andere den konstanten Winkel des Verwandlungsdreieckes $A_2 B_5 B_3$ bildet. Werden die beiden Schablonen wie in dieser Figur angelegt, so entspricht dies einem Ineinanderschieben der Figuren 10 und 11, so dass die Punkte A_2 und A'_2 auf einander fallen, wodurch sich der Punkt B_2 unmittelbar durch Projicirung des Punktes G auf die Vertikale von Δt ergiebt. Derselbe braucht dann nur auf das Zeichnungsblatt durchgestochen zu werden. *)

6. *Ermittlung der Abflussmengen.*

Die Bestimmung der Abflussmengen der Gewässer kann geschehen: *a)* ohne Kenntniss des Querprofils und des Gefälles aus den Niederschlagsmengen, *b)* bei bekannten Querprofilen und Gefällen, aus diesen, durch Berechnung

*) Ein anderes graphisches Verfahren wird von Prof. Dr. P. Kresnik angegeben, in ÖM. 1896, S. 26

der Geschwindigkeit (bei gleichförmiger Bewegung des Wassers), *c)* aus den Querprofilen und Gefällen ohne Berechnung der Geschwindigkeit (bei ungleichförmiger Bewegung), *d)* unter Benutzung des Querprofils allein und der durch unmittelbare Messung ermittelten Geschwindigkeit, und schliesslich *e)* durch unmittelbare Messung der Wassermengen selbst.

a) Ermittlung der Abflussmengen aus den Niederschlagsmengen.

Für gewisse Zwecke (Entwässerungsanlagen, Flussregulirungen, Projektirung von Brücken etc.) ist oft eine Vorausbestimmung der zum Abfluss kommenden Hochwassermengen, zuweilen auch der Niederwassermengen (zu industriellen Zwecken und für die Schifffahrt), aus den Regenmengen des bezüglichen Niederchlagsgebietes erforderlich.. Ist nämlich q die sekundliche Regenmenge auf die Flächeneinheit, F die durch die Wasserscheiden des bezüglichen Gebietes begrenzte Niederschlagsfläche, und bedeutet α den zum Abfluss kommenden Theil des Regens, den s. g. Abflusskoefficienten, so ist die sekundliche Abflussmenge

$$Q = \alpha q F.$$

Allein nachdem hiebei nicht nur eine zuverlässige Feststellung der, namentlich grösseren Gebieten entsprechenden, Regenmengen, und ihres zum Abfluss kommenden Theiles auf Grund des früher Gesagten in den meisten Fällen mit Schwierigkeiten verbunden ist, sondern auch das Verhältniss der an einer bestimmten Stelle abfliessenden Wassermenge zur Regenmenge des ganzen Gebietes in hohem Grade von lokalen Verhältnissen abhängt, so kann dieses Verfahren naturgemäss keinen grösseren Grad von Zuverlässigkeit gewähren.

Nach Franzius führen grosse Flüsse mit langsamem Zufluss nur noch etwa 15 %, kleine Gebirgsflüsse bis zu 90 % des jährlichen Niederschlages ab. In Deutschland schwanken diese Zahlen für die grösseren Flüsse zwischen etwa 30 und 40 %, und für kleinere zwischen 50 und 80 %, und werden als allgemeiner Anhalt nachfolgende Werthe angegeben:

Deutsche Flüsse führen in 1 Sekunde und von 1 qkm Zuflussgebiet	Bei kleinstem Wasser cbm	Bei grösstem Wasser cbm	Verhältniss beider rund	Bemerkungen
Nahe bei den Quellen in gebirgiger Gegend (nicht Gletscher)	0,002—0,004	0,35—0,60	1 : 150	Grosser Niederschlag, rascher voller Abfluss.
In gebirgiger oder steiler, hügeliger Gegend	0,002	0,18—0,23	1 : 90	Mässiger Niederschlag, rascher Abfluss.
In nicht steiler hügeliger Gegend	0,0018	0,12—0,18	1 : 75	Mässiger Niederschl., langsamer, unvolkommener Abfluss.
In flacher Gegend	0,0016	0,06—0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, wie vorhin
In flacher sandiger oder mooriger Gegend	0,0012—0,0015	0,035—0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, grossentheils absorbirt.

Nach Reinhardt kann die Jahresabflusshöhe um 50 % nach oben und nach unten gegenüber dem Jahresmittel schwanken, je nachdem ein Jahr sehr nass oder sehr trocken ist, und wird das Verhältniss zwischen den bei Nieder- und Hochwasserstand abfliessenden Wassermengen nach Frauenholz wie folgt angegeben:

Für die Isar	bei München	= 1:36		Für die	Garonne	bei Toulouse	= 1:158
» den Main	» Frankfurt	= 1:80		» »	Allier	» Guétin	= 1:175
» » Rhein	» Basel	= 1:14		» »	Loire	» Nevers	= 1:331
» » »	» Kehl	= 1:14		» »	»	» Blois	= 1:216
» » »	» Lauterburg	= 1:11		» »	»	oberh. Tours	= 1:150
» » »	» Emmerich	= 1:6,6		» »	»	unterh. »	= 1:41
» die Donau	» Wien	= 1:3,6		» »	Rhone	bei Lyon	= 1:29
» » Ruhr	» Mühlheim	= 1:192					
» den Neckar	» Offenau	= 1:200					

Hievon sind namentlich die ungünstigen, hauptächlich auf mangelhafte Bewaldung zurückzuführenden Abflussverhältnisse der französischen Flüsse bemerkenswerth, und geht hieraus auch hervor, dass der Unterschied zwischen Nieder- und Hochwassermenge mit zunehmender Länge des Laufes der Flüsse abnimmt, was von dem Einflusse der Nebenflüsse herrührt, deren Hochwässer meist zu verschiedenen Zeiten eintreffen. Ferner werden nach amtlichen Veröffentlichungen noch folgende Verhältnisse zwischen Niedrig-, Mittel und Hochwassermengen angegeben:

Flusstrecke	Sekundl. Wassermenge in cbm			Verhältniss		
	N.W.	M.W.	H.W.	N.W.	M.W.	H.W
Memel, Unterlauf	160	260	1250	1 :	1,5 :	7,8
Weichsel, Mündung	430	950	5000	1 :	2,2 :	11,6
Nogat bei Marienberg	110	380	3250	1 :	3,3 :	26,8
Oder » Cosel	10,5	59,5	1800	1 :	5,7 :	171,2
» » Breslau	27	200	2300	1 :	7,4 :	85,2
» » Schwedt	190	545	2600	1 :	2,9 :	13,7
Elbe » Torgau	64	266	3410	1 :	4,1 :	5,3
» » Lauenburg	247	640	3360	1 :	2,6 :	13,6
Weser » Münden	25	92	1755	1 :	3,7 :	42,9
» unterh. Allermdg.	92	296	3150	1 :	3,2 :	33,0
Rhein » Mainz	780	1530	7000	1 :	2,0 :	9,0
» » Coblenz	900	1720	7900	1 :	1,9 :	8,8
» » Emmerich	1060	2000	9100	1 :	1,9 :	8,6

Bezogen auf das gesammte Stromgebiet beträgt der sekundliche Abfluss in Litern von 1 qkm, für

	N.W.	M.W.	H.W.	
die Memel	1,4	2,3	11,2	sl/qkm
» Weichsel	2,8	13,5	41,2	»
» Oder	1,6	4,6	28,8	»
» Elbe	1,6	4,4	23,0	»
» Weser	1,9	6,2	65,6	»
den Rhein	4,5	9,0	40,5	»

Bei mehreren deutschen Eisenbahnen sind für hügeliges Gelände, unter gewöhnlichen Versickerungsverhältnissen, zur Bestimmung von Hochwassermengen folgende Annahmen für den sekundlichen Abfluss von 1 qkm gebräuchlich (Rl. III S. 1146):

Bei weniger als 1 qkm	5 bis 3	cbm.
Von 1 bis 10 qkm	3—1,5	»
» 10—40 »	1,5—1,0	»
» 40—100 » für die ersten 40 qkm . .	1,0	»
» » den Rest	0,6	»
» 100—300 »	0,7—0,5	»
» 300—600 »	0,5—0,4	»
Über 600 qkm	0,4	»

Köstlin nimmt an, dass man bei Berechnung von Durchlässen in den meisten Fällen die Hälfte der Niederschlagsmenge als zum Abfluss kommend in Rechnung nehmen dürfe. Nur bei nacktem Felsboden wäre 0,57 der ganzen Niederschlagshöhe zu nehmen. Demnach wird bei Bächen unter 3 Meilen Länge in bergigen Gebieten die grösste sekundlich abfliessende Regenhöhe folgendemassen angenommen:

h = 0,008	mm für Gebiete von weniger als $^1/_2$ Meile	Länge
» = 0,006–0,004	» » » zwischen $^1/_2$ und 1 »	»
» = 0,003	» » » » 1 » 1 $^1/_2$ »	»
» = 0,002	» » » » 1 $^1/_2$ » 2 »	»
» = 0,001	» » » von über 2 Meilen	»

Bei Flachland nur ungefähr die Hälfte hievon (ÖZ. 1868, S. 83).

Nerman*) nimmt zur Berechnung von Entwässerungsanlagen von Ländereien, für schwedische Verhältnisse an, dass von der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge von 570 mm ungefähr 130 mm auf die Wintermonate entfallen, und dass hievon 30% durch Verdunstung und zufälliges Thauwetter während des Winters abgehen, so dass die übrigen 70%, oder rund 90 mm, im Frühjahr durch die Entwässerungsanlagen (Gräben und Drains) abzuleiten sind. Da man nach den in Schweden gemachten Beobachtungen annehmen kann, dass dort die Frühjahrswässer von Äckern innerhalb ungef. 14 Tagen ablaufen, so ergiebt sich, wenn man hiefür sicherheitshalber 10 Tage anmimmt, für Ackerfelder eine Abflussmenge von ca 0,001 cbm für 1 ha

*) G. Nerman, Handbok för beräkningar vid dikning m. m. Stockholm 1887.

und Sekunde, oder 0,1 cbm pro Sekunde und qkm. Für Wälder wird eine 30 tägige Abflusszeit angenommen, dem somit eine sekundliche Abflussmenge von 0,0003 cbm pro Sek/ha entspricht, während für Wiesen, die im Allgemeinen weniger gründlich entwässert sind, 0,0006 cbm, und für grössere Wassergebiete, wie jenes des Hjelmaren 0,00045 cbm pro Sek/ha angenommenen werden, und für Sümpfe noch viel weniger. In Dänemark pfelgt man, nach Angabe desselben Verfassers, für bebauten Boden, entsprechend 150 mm Regen und 28 tägiger Ablaufzeit, 0,00063 cbm pro Sek/ha anzunehmen.

Nach Pascher (ÖZ. 1892 N:o 21) ist bei Bestimmung der Hochwassermengen aus den Regenmengen zu beachten, dass die Regendauer im umgekehrten Verhältniss zur Regenverbreitung steht, daher über kleine Gebiete sehr intensive Regen niedergehen, während grössere Gebiete der ganzen Ausdehnung nach nur mit wenig intensiven Regen überzogen werden, sowie dass die grössten Regenintensitäten in Mitteleuropa, hauptsächlich in Deutschland und Österreich — von den Küstenstrichen abgesehen — in den Sommermonaten Mai bis September vorkommen, daher in kleineren Gebieten, d. i. bis zu etwa 300 qkm, ausserordentliche Hochwässer nur in diesen Monaten zu erwarten sind. In grossen Flussgebieten dagegen werden die grössten Hochwässer im Spätherbste oder noch sicherer zeitig im Frühjahr erscheinen, weil zu dieser Zeit die Regendauer und Regenverbreitung am grössten ist, im Frühjahr namentlich wegen der Schneeschmelze.

Bei Annahme derjenigen Regenintensität welche für den grössten Abfluss an einer bestimmten Stelle eines Flusses in Rechnung zu bringen ist, hat man zu beachten, das hier die grösste Wassermasse erst dann eintritt, wenn die Regendauer so gross ist, dass während derselben das Wasser von den entferntesten Punkten bis zur fraglichen Stelle gelangt sein kann, und dass hier Regen von kürzerer als halbstündiger Dauer auch bei noch so grosser Intensität für den Wasserstand im Flussgerinne nahezu spurlos vorüber gehen, wenn nicht durch vorhergehende Regen der Boden gesättigt worden ist. Wenn aber dies durch vorhergehende, andauernde, weniger heftige Regen geschehen, und hiedurch auch die Luft durch Feuchtigkeit gesättigt worden ist, so können bei einem darauf folgenden heftigen Regen die höchsten Wasserstände entstehen. Der zum Abfluss kommende Theil des Niederschlages bezw. der Abflusskoefficient kann dann eventuell bis zu $\alpha = 0{,}9$ steigen, während er sonst meistens zwischen 0,5 und 0,6 angenommen werden kann.

Demnach wurden von Pascher auf Grund von vergleichenden Berechnungen zwischen den Niederschlagsflächen, den auf dieselben gleichzeitig gefallenen Regenmengen, und den beobachteten Abflussmengen, die nachfolgenden hier im Auszug wiedergegebenen Hochwasser-Abflusskoefficienten berechnet:

Fläche des Niederschlagsgebietes qkm	1,0	5,0	10	20	50	100	200	400	800	1000	2000	5000	10000	50000	100000
Regenintensität mm. . . .	90	72	60	45	24	17	12,8	8,0	6,3	5,7	4,3	2,6	1,5	0,85	0,6
Abflusskoefficient α . . .	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

Erfahrungsgemäss besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen den Abflusskoefficienten der Jahres-Abflussmengen, und denjenigen der Hochwässer nach einer Periode excessiver Regen, indem erstere nur von der Jahres-Regenmenge, dem Maasse der Verdunstung und dem Verbrauch für die Vegetation abhängen, beim Abfluss der Hochwässer sich dagegen der Umstand geltend macht, dass von den stärkeren Niederschlägen ein grosser Theil momentan zurückgehalten, und erst später allmählich den Flussgerinnen zugeführt wird, nebstdem im Hochgebirge Theile der Niederschläge als Schnee conservirt, von den Seen und Moorgründen magazinirt und auch von den Schotterfeldern aufgesaugt werden, wo sie momentan nur den Grundwasserspiegel heben, und erst bei Niederwasser ablaufen. Diese namentlich bei den Sommer-Hochwässern zur Geltung kommenden Umstände bedingen es, dass der Abflusskoefficient der Hochwässer oft wesentlich kleiner ausfällt als jener der Jahres-Abflüsse.

Im Folgenden werden nach Pascher (ÖZ. 1895, N:o 27) die aus den Jahres-Abflüssen berechneten Abflusskoefficienten einiger deutscher Flüsse angegeben, woraus zugleich die schon früher betonte Thatsache hervorgeht, dass der Abflusskoefficient im oberen Theil eines Flusslaufes in der Regel grösser ist als im unteren.

Flussgebiet	Jahr	Jahres-Regenhöhe mm	Jahres-Regenmenge (Millionen cbm)	Jahres-Abflussmenge (Millionen cbm)	Abflusskoeff. α	Bemerkungen.
Elbe in Böhmen	1887	541	27740	6370	0,23	Fläche des Niederschlagsgebietes 51320 qkm
	1890	810	43620	14250	0,33	
	1891	663	34020	9600	0,28	
Saale	1874	500	9416	1927	0,20	dto 18 860 qkm
	1882	816	15402	4780	0,31	
Donau bei Wien	1887	783	79.672,4	50.241,6	0,63	
	1890	1000	102.127,1	69.811,2	0,68	
	1891	894	90.840,9	63.676,8	0,70	
Inn bei Reisach	—	—	—	—	0,90	
» » Passau	—	—	—	—	0,74	
Iller im Gebirge	—	—	—	—	0,95	
» bei der Mündung	—	—	—	—	0,77	
Lech » » »	—	—	—	—	0,69	
Isar » » »	—	—	—	—	0,612	

Bezüglich der Abflussverhältnisse der Flüsse in Schweden giebt Ossian Appelberg einen umfangreichen Bericht in IFF. 1886, S. 107.

In neuerer Zeit sind mehrfach empirische Formeln zur Berechnung der Abflussmengen der Flüsse aus den Regenmengen aufgestellt worden, bei deren Anwendung die verschiedenen, den Ablauf der Wässer beeinflussenden Umstände in mehr oder weniger befriedigender Weise berücksichtigt werden können. Von diesen Formeln sind es namentlich diejenigen von Lauterburg, welche sich durch eine gründlichere Berücksichtigung jener Umstände auszeichnen, und Anerkennung gefunden haben. Dieselben haben folgende Form (AB. 1887 — Rh.):

I. Abflussmenge des denkbar niedrigsten Wasserstandes (kann alle 100 Jahre einmal eintreten): $Q_0 = (1-\alpha)\ (1-\varrho)\ q_u hF$

II. Abflussmenge des mittleren Niederwasserstandes: $Q_1 = q_u hF$

III. » des theoretischen, aus der jährlichen Niederschlagsmenge abgeleiteten Mittelwasserstandes: $Q_2 = 0{,}03964\ \alpha hF + 0{,}037\ f$

IV. Ausserordentliche Hochwasser-Abflussmengen:

1) Bei 4 tägigem Landregen von täglich 50 mm Höhe:

$$Q_3 = 0{,}96\ F\left(\frac{7}{6 + 0{,}001\ F}\right) + 0{,}2\ f$$

Für langdauernde Landregen: $Q_3 = Q_m + \alpha F \dfrac{1 + 0{,}5\ F_1}{1 + F_1\ (1 + 0{,}1\ F_1)} + 0{,}2\ f$,

wobei $F_1 = 0{,}0001\ F$

2) Bei ausserordentlichem Tagesregen von 250 mm pro 24 Stunden:

$$Q_4 = Q_m + 2{,}9\ \alpha F\left(\frac{114}{115 + 0{,}05\ F} + 0{,}007\right) + 0{,}12\ f$$

3) Bei ausserord. 1 stündigem Schlagregen von 0,035 mm pro Sek.:

$$Q_5 = Q_m + \alpha F \frac{32}{31 + F} \cdot 35 + 0{,}05\ f.$$

In diesen für mitteleuropäische Verhältnisse, und die unter IV. für Niederschläge der Schweiz geltenden Formeln bedeutet q_u den sekundlichen Quellenerguss pro qkm, — welcher von Lauterburg bei einer jährlichen Niederschlagshöhe von 1 m im Alluvialgebirge, auf undurchlässigem Grund und bei sonst mittleren Verhältnissen gleich 0,007 bis 0,01 kbm angenommen wird —, h die jährliche Niederschlagshöhe in Meter, F die Oberfläche des Niederschlagsgebietes in qkm, f die Fläche der eventuell vorhandenen Gletscher in qkm (somit für Länder ohne Gletscher $f = o$), α einen von den, den unmittelbaren Abfluss befördernden Ursachen und Kräften abhängigen s. g. Abflussfaktor, ϱ einen den augenblicklichen Rückstand (das Grund-Verdunstungs- und Pflanzenspeisungswasser vermehrenden) Zurückhaltungsfaktor, und Q_m das vor der Anschwellung abgelaufene sekundliche Quantum.

Die unter IV. angegebenen Formeln beruhen auf den grössterlebten Niederschlägen der Schweiz. Für Länder mit anderen maximalen Niederschlägen müssen Q_3, Q_4 und Q_5 jeweilig mit $\frac{H'}{H}$ multiplizirt werden, wenn H die obigen schweizerischen und H' die anderwärtigen Fluthregen bezeichnet. Im Allgemeinen kann man aber für das Verhältniss der Fluthregen auch dasjenige der jährlicheu Niederschlagshöhen $\frac{h'}{h}$ einsetzen.

Die Koefficienten α, ϱ und q_u werden am besten unmittelbar aus Beobachtungen an den bezüglichen Flussläufen, unter Benutzung der Formeln I bis III abgeleitet, indem für $f = o$

$$\alpha = \frac{Q_2}{0{,}03964\ hF},\ q_u = \frac{Q_1}{hF} \text{ und } \varrho = 1 - \frac{Q_0}{(1-\alpha)\ q_u hF}.$$

Übrigens können für q_u die oben angegebenen Werthe benutzt werden, während die Werthe von α und ϱ aus der nachfolgenden Tabelle entnommen werden (AB. 1887, S. 91). Um hiebei allen auf den Abfluss einwirkenden Umständen möglichst Rechnung zu tragen, wird der Faktor α aus drei Theilen zusammengesetzt angenommen, nämlich aus einem Steilheitsfaktor α_1, einem Bodendichtigkeitsfaktor α_2 und einem Sterilitätsfaktor α_3, so zwar dass $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$. Hiefür werden von Lauterburg für die Berechnung von Q_0 Q_2, Q_4 und Q_5 folgende Werthe angegeben:

	Sehr undurchläss. Untergrund			Mitteldurchlässiger Untergrund.			Sehr durchlässiger Untergrund		
	Sehr steil	Mittelsteil	Flach	Sehr steil	Mittelsteil	Flach	Sehr steil	Mittelsteil	Flach
I. Alpenregion.									
1. Gletscher- u. Firngebiet, zieml. flache Schutthalden, lockerer Geröllboden u. dichtes bewaldetes Gebiet, überhaupt stark wasserschluckendes Terrain	$\alpha_1 = 0{,}30$ $\alpha_2 = 0{,}30$ $\alpha_3 = 0{,}05$ $\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}5$	$\alpha_1 = 0{,}20$ $\alpha_2 = 0{,}30$ $\alpha_3 = 0{,}05$ $\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}5$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}45$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}45$ $\partial = 0{,}30$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}30$	
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz	$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}50$	
3. Waidland	$\alpha = 0{,}85$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}40$	
4. Kahles Felsgebirge	$\alpha = 0{,}90$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	
II. Hügelland und Niederung									
1. Geschlossene Waldung, lockerer Geröllеboden, steiniges oder sandiges Wüstengeb.		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}25$ $\varrho = 0{,}30$
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}50$
3. Wiesen- u. Waidland		$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}50$ $\varrho = 0{,}40$
4. Kahles Felsgebirge (kommt in Niederungen selten vor)		$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}50$ $\varrho = 0{,}70$

Die hieraus hervorgehenden Werthe von Q_o gelten nur für die trockenste Zeit der regenärmsten Sommer, also für das denkbar kleinste Minimum, wie es während eines Menschenalters kaum einmal zu erwarten ist, während für die Ermittlung des gewöhnlichen, in allen trockenen Jahrgängen vorkommenden Minimums, der Faktor $(1-\varrho) = 1$ anzunehmen ist. Bei Seen wären event. noch die Verluste durch Verdunstung und Retention zu berücksichtigen.

Aus der folgenden Tabelle von Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) sind für mittlere Verhältnisse die aus den Formeln von Lauterburg und dem Verfahren von Pascher sich ergebenden Hochwasser-Abflusswerthe zu ersehen. Hierin wird angenommen, dass in einem Flusse die grösste Wassermenge dann eintritt, wenn die Regendauer so gross ist, dass während derselben im Flussthale das Wasser von dem entferntesten Punkte bis zur Messstelle gelangt ist, in welchem Falle dann an der Messstelle der s. g. Scheitelstand eintritt.*)

Grösse des Gebietes	Grösste Regen-Intensität für den Scheitelstand		Grösste Regenmenge für Sek. u. qkm		Gösste Abflussmenge bei höchstem Wasserstand für Sek. u. qkm	
qkm	Lauterburg mm	Pascher mm	Lauterburg cbm	Pascher cbm	Lauterburg cbm	Pascher mm
1	126	90	35	25	24,5	17,5
2	122	85	33	23,6	27,7	16,5
5	112	72	31,1	20,0	21,8	14,0
10	98	60	27,3	16,6	19,1	11,6
20	79	45	21,9	12,5	15,3	8,7
30	66	34,5	18,4	9,6	12,9	6,7
50	50	24,0	13,8	6,7	8,3	4,0
100	37	17,0	8,5	4,7	5,1	2,8
200	17	12,8	4,8	3,6	2,9	2,1
300	12	10,0	3,4	2,8	2,0	1,7
500	8,5	7,5	2,4	2,1	1,4	1,2
1000	7,2	5,7	2,0	1,6	1,2	0,90
2000	5,3	4,3	1,5	1,2	0,87	0,72
3000	4,5	3,6	1,25	1,0	0,75	0,60
4000	3,8	3,0	1,05	0,83	0,63	0,50
5000	3,2	2,6	0,90	0,72	0,54	0,43
10000	1,9	1,5	0,53	0,42	0,32	0,25
20000	1,04	1,15	0,29	0,82	0,17	0,19
30000	0,90	1,05	0,20	0,29	0,12	0,18
40000	0,59	0,95	0,16	0,26	0,16	0,16
500000	0,49	0,85	0,13	0,24	0,13	0,14
100000	0,45	0,60	0,07	0,17	0,07	0,10

*) Vergl. auch die Formeln von Iszkowski (ÖW. 1884, 1886) und von Cramer (CBl. 1893, N:o 25, — Rh).

Eine besondere Untersuchung erheischt die Bestimmung der von einem Stadtgebiete abfliessenden Regenmengen, wie dies behufs Projektirung von städtischen Entwässerungsanlagen (Abzugskanälen) erforderlich ist. Hier kommen nur die in kürzeren Zwischenräumen niederfallenden Sturzregen, der Intensität und Dauer nach, die Grösse und Beschaffenheit des Zuflussgebietes, sowie die Lage, Länge und die Neigungsverhältnisse der bezüglichen Kanalstrecken, die Wahrscheinlichkeit einer künftigen Erweiterung derselben, sowie die mehr oder weniger schweren Folgen eines eventuellen zeitweiligen Überschwemmens der bezüglichen Kanäle in Betracht. Nach Frühling (GI. 1895, N:o 20) wurden auf der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin in den Jahren 1884 bis 1893 folgende Sturzregen beobachtet, deren Dauer zwischen 3 und 33 Minuten schwankte:

89	Regen von	20 mm	und darüber in 1 Stunde	(entsprech.	55,6 Liter pro Sek. & ha)
32	» »	30 »	» »	» (»	83,3 sl/ha)
18	» »	40 »	» »	» (»	111,1 »)
21	» »	50 »	» »	» (»	138,9 »)
5	» »	60 »	» »	» (»	166,7 »)

Da man bei Annahme der allerstärksten Niederschläge zu Kanaldimensionen kommen würde, welche zum erzielten Vortheil — Vermeidung jedweder Überschwemmung niedriggelegener Räume — in keinem Verhältniss stünde, so erachtet Frühling eine Abflussmenge von 125 sl/ha (entsprech. 45 mm Regen in der Stunde als für die meisten Fälle genügend. So sind z. B. in Wiesbaden 97, Posen 100 Mainz 111 Düsseldorf 113, Mannheim 125, Paris 125 und Königsberg 168 sl/ha angenommen worden. Bürkli nimmt für schweizerische Städte 125—200 sl/ha an. Hievon gelangt jedoch nicht alles in die Kanäle, sondern geht ein Theil durch Auf) saugung und Versickerung in den Boden verloren (von wo hier der grösste Theil verdunstet). Demnach kann angenommen werden, dass von der Regenmenge q je nach der Bodenbeschaffenheit im Mittel folgende Theile zum Abfluss gelangen:

Beim dicht bebauten Kern der Städte	0,7 bis 0,9 q
Bei anschliess. neueren Stadttheilen (geschlossene Bebauung) . . .	0,5—0,7 q
» Villavierteln	0,25—0,5 q
» Übungsplätzen und unbebauten Flächen der Bahnhöfe . . .	0,1—0,3 q
» Anlagen, Gartenflächen, sowie nach Stadtgebieten entwässernden Wiesen und Äckern, je nach Gefälle und Beschaffenheit .	0,05—0,15 q
» nach dem Stadtgebiet entwässernden Waldflächen.	0,1—0,15 q

Hiebei ist auf die zukünftige Bebauung und Befestigungsart des Entwässerungsgebietes möglichst Rücksicht zu nehmen. Die Verluste durch Verdunstung von der Oberfläche, sowie die Zufuhr von Grundwasser sind in der Regel so gering, dass sie vernachlässigt werden können. Dementsprechend wurde z. B. in Paris angenommen, dass von den oben angegebenen 125 sl/ha nur 1/3, also 41 sl/ha gleichzeitig in die Kanäle gelangen.

Nachdem ferner die Stärke der Sturzregen mit deren Flächenausdehnung abnimmt, so erscheint es namentlich bei grösseren Städten gerechtfertigt, die Abflussmenge mit zunehmende Fläche abnehmen zu lassen. So wurde z. B. in Berlin für Flächen unter 10 ha eine Regenmenge von 43 sl/ha und über 10 ha nur 21,2 sl/ha (entsprechend 23 mm Regenhöhe in der Stunde) angenommen, wovon $^1/_3$ gleichzeitig in die Abzugskanäle gelangen soll. In anderen Städten z. B. in Chemnitz und Dresden wurden hiefür, auf Grund von Beobachtungen, welche in den kanalisirten Stadtheilen bei heftigen Sturzregen angestellt worden sind, folgende Werthe für die wirklich ablaufenden Regenmengen aufgestellt (DB. 1887, N:o 7):

Fläche	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300	∞	ha
Abfluss. Chemnitz . .	∞	48	43	40	38	35	33	32	31	30	29,5	28,5	28	25,5	24	0	sl/ha
Dresden	∞	—	62	55	46	45	34	31	28,5	27	26,5	26	26	26	26	26	»

Diese Abflussmengen gelten für dicht bebaute Gebiete, während in weitläufig bebauten, oder mit ausgedehnten Parkanlagen versehenen Vierteln dieselben um 10 bis 30 % verringert werden.

Frühling stellt hiefür (GI. 1895, N:o 20) die nachfolgende Formel auf, worin q die grösste, q_1 die gesuchte Regenmenge und l die Länge des Kanals Luftlinie) bedeutet:

$$q_1 = q \; 0{,}006 \; \sqrt{l}$$

Schliesslich ist die Dauer der Sturzregen insoferne von Bedeutung, als sich aus dem Verhältniss derselben zur Länge des Kanals ergiebt, ob und in wieweit an einer bestimmten Kanalstelle die s. g. Verzögerung des Abflusses zur Geltung kommt. Denkt man sich nämlich, dass einem Kanal während eines Regens innerhalb seines Entwässerungsgebietes der ganzen Länge nach Wasser zugeführt werde, so gelangt am unteren Ende des Gebietes nur dann die ganze auf dasselbe fallende sekundliche Wassermenge zum Abfluss, wenn der Regen länger dauert, als zum Anlagen der vom äussersten Ende des Gebietes kommenden Wassertheilchen erforderlich ist, da sonst in den unteren Theilen der Leitung der Zufluss aufhört, bevor die von den entfernteren Punkten kommenden (verzögerten) Wassertheilchen anlangen. Diese Bedingung wird daher umsoweniger erfüllt sein, je grösser das Gebiet und die Länge des Kanals, je geringer dessen Gefälle, und je weniger geneigt der Boden ist, wodurch die Geschwindigkeit verkleinert, und daher die Verzögerung vergrössert wird. Ist somit v die sekundl. Geschwindigkeit mit welcher sich das Wasser im gefüllten Kanale bewegt, t die Dauer des Sturzregens in Se-

kunden und l die Länge des Kanals von der Abflusstelle bis zum äussersten Ende des Gebietes, so muss

$$l \gtreqless vt$$

sein, damit sich die Verzögerung geltend mache. Für beispielsweise $v = 0{,}9$ m und $t = 25$ Min. wäre also $l \gtreqless 0{,}9 \,.\, 60 \,.\, 25 \gtreqless 1350$ m, woraus also folgt, dass die Verzögerung erst bei längeren Leitungen zur Geltung kommt.

Wird bei stattfindender Verzögerung diese durch einen Verzögerungskoefficienten $\varphi \lesseqgtr 1$ zum Ausdruck gebracht, mit welchem die Abflussmenge somit noch zu multipliciren wäre, so ist dieser von der Grösse, den Neigungsverhältnissen und der Form des Abflussgebietes abhängig. Bezeichnet f diejenige Fläche von der Länge l_1, bei welcher entsprechend $l_1 = vt$ an der Abflussstelle gerade der Beharrungszustand erreicht wird, so ist nach Frühling für eine Fläche F,

$$\varphi = \frac{f}{F},$$

daher z. B. für ein rechteckiges Niederschlagsgebiet von der Breite b und Länge l

$$\varphi = \frac{bl_1'}{bl} = \frac{b \,.\, vt}{bl} = \frac{vt}{l}$$

Für andere Formen des Niederschlagsgebietes wären besondere Berechnungen erforderlich (vergl. CI. 1894, S. 627).

Bürkli setzt für weniger koupirtes Terrain $\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$ und für stärker koupirtes Terrain $\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$, worin F in ha einzuführen.

b) Ermittlung der Abflussmengen bei gleichförmiger Bewegung, durch Berechnung der Geschwindigkeit.

Nachdem die sekundlich abfliessende Wassermenge $Q = v.F$ ist, so lässt sich dieselbe auch ermitteln, wenn bei gegebenem Querprofil F die Geschwindigkeit v durch Berechnung bestimmt werden kann. Dies ist mit mehr oder weniger grosser Genauigkeit möglich, wenn das Gerinne auf eine entsprechende Länge gleichmässig ist, und dann die Bewegung des Wassers als eine gleichförmige angenommen werden kann.

Wird hiebei von der fliessenden Wassermasse ein zwischen zwei Querprofilen befindlicher Theil von der Länge a in Betracht gezogen, so ist dessen Gewicht $G = \gamma Fa$, wenn γ das Gewicht der Volumseinheit bedeutet. Ist ferner α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen den Horizont, also $sin\alpha = J$ das relat. Gefälle, so ist $G sin\alpha = \gamma FaJ$ die bewegende Kraft jener Wassermenge in der Richtung des Gefälles, welche zur Aufrechterhaltung der Gleichförmigkeit in der Be-

wegung, gleich sein muss dem Gleitungswiderstand der Flüssigkeit, bestehend im Reibungswiderstand des Bettes und der Luft, sowie in der inneren Reibung der einzelnen Wassertheilchen. Ist daher p der benetzte Umfang (Wasser-Perimeter) des Bettes, so kann dessen Reibungswiderstand gleich $kpav^2$ angenommen werden, wenn k einen Erfahrungskoefficienten bedeutet. Man hat daher bei Vernachlässigung der anderen Widerstände

$$kpav^2 = \gamma FaJ, \text{ woraus } v = \sqrt{\frac{\gamma}{k}\frac{F}{p}J}$$

oder wenn $\sqrt{\frac{\gamma}{k}} = c$, und $\frac{F}{p} = R$ (Profilradius, mittlerer oder hydraulischer Radius, auch mittlere hydraulische Tiefe genannt), so ist

$$v = c\sqrt{RJ}$$

als die älteste, schon Mitte des vorigen Jahrhunderts von Chézy aufgestellte Geschwindigkeitsformel. Den Koefficienten c bestimmte zuerst Eitelwein (1801) aus 36 Dubuat' schen Messungen (1779) und setzte

$$v = 50{,}9\sqrt{RJ} \text{ für Metermass.}$$

Da es jedoch erwiesen ist, dass der Koefficient c nicht konstant, sondern sowohl vom Gefälle als auch vom Rauigkeitsgrad des Gerinnes abhängig ist, so liefert diese Chezy-Eitelwein'sche Formel sehr unzuverlässige Resultate. Allein, nachdem sich dieselbe durch Einfachheit auszeichnet, so wird sie in Fällen wo kein grösserer Grad von Genauigkeit erforderlich, zuweilen dennoch ohne Bedenken angewendet*).

Plenkner**) hat aus seinen umfassenden Untersuchungen in den böhmischen Flüssen folgende Mittelwerthe hergeleitet:

I. $v = 41{,}421\sqrt{RJ}$ für Gefälle unter 0,0007

II. $v = 16{,}095\sqrt{RJ}$ » » über 0,0007

Bazin setzt:

$$v = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}} \cdot \sqrt{RJ}$$

worin im Mittel für:

1) Gerinne mit sehr glatten Wänden aus Cementputz ohne Sandzusatz, oder glatt gehobeltem und gut gefügtem Holz: $\alpha = 0{,}00015$, $\beta = 0{,}0000045$

2) Gerinne mit Fassungen aus Cementputz mit Sandzusatz, Ziegeln, behauenen Steinen oder gewöhnlichen Brettern: $\alpha = 0{,}00019$, $\beta = 0{,}0000133$

---

*) So wurde dieselbe z. B. in neuerer Zeit bei Berechnung der Abzugskanäle von Berlin in der abgerundeten Form $v = 50\sqrt{RJ}$ benutzt.

**) Über die Bewegung des Wassers in natürl. Wasserläufen, Leipzig 1879.

3) Gerinne aus Bruchsteinmauerwerk : $\alpha = 0{,}00024$, $\beta = 0{,}00006$

4) » mit Erdwänden : $\alpha = 0{,}00028$, $\beta = 0{,}00035$

5) » » Geschiebe oder Gerölle (nach Ganguillet & Kutter):

$$\alpha = 0{,}00040,\ \beta = 0{,}0007$$

Diese Formel soll (nach Rh.) für $R < 0{,}6$ m gute Resultate ergeben.

Durch zahlreiche Versuche hat sich jedoch erwiesen, dass diese Koefficienten auch vom Gefälle abhängig sind. So fand Plenkner für obgenannte Flüsse

I. $\alpha = 0{,}0004$, $\beta = 0{,}0007$ für Gefälle unter 0,0008

II. $\alpha = 0{,}0004$, $\beta = 0{,}00176$ » » über 0,0007

Um allen den Werth von c beeinflussenden Umständen möglichst Rechnung zu tragen, wurde von Ganguillet und Kutter die nachfolgende neuere Formel aufgestellt, welche allgemein als die zuverlässigste anerkannt worden ist, und wohl auch am meisten angewendet wird *):

$$v = c\sqrt{RJ} = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}\right]\sqrt{RJ}$$

Hierin ist der Rauhigkeitskoefficient n für:

	n	Mittel	$\frac{1}{n}$
1) Gerinne von sorgfältig gehobeltem Holz od. glatter Cementverkleidung	0,0085 bis 0,011	0,010	100,00
2) Gerinne aus Brettern	0,011—0,013	0,012	83,33
3) » » behauenen Quadersteinen od. gut gefugten Backsteinen	0,012—0,020	0,013	76,91
4) Gerinne aus Bruchsteinen	0,014—0,022	0,017	58,82
5) » » Erde, mit gemauerten Seitenwänden,	0,018—0,030	0,025	40,00
Kanäle in Erde, Bäche, Flüsse	0,020—0,040		
6) Gewässer mit gröberen Geschieben und mit Wasserpflanzen	0,020—0,060	0,030	33,33

Die grösste Schwierigkeit liegt hiebei in der richtigen Wahl des Rauhigkeitskoefficienten. Im Allgemeinen sinkt derselbe bei Flüssen vom oberen nach dem unteren Lauf zu.

*) ÖZ. 1896, — Kutter die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Canälen und Flüssen, Wien 1877.

Kutter, Bewegung des Wassers in Canälen und Flüssen, Berlin 1885.

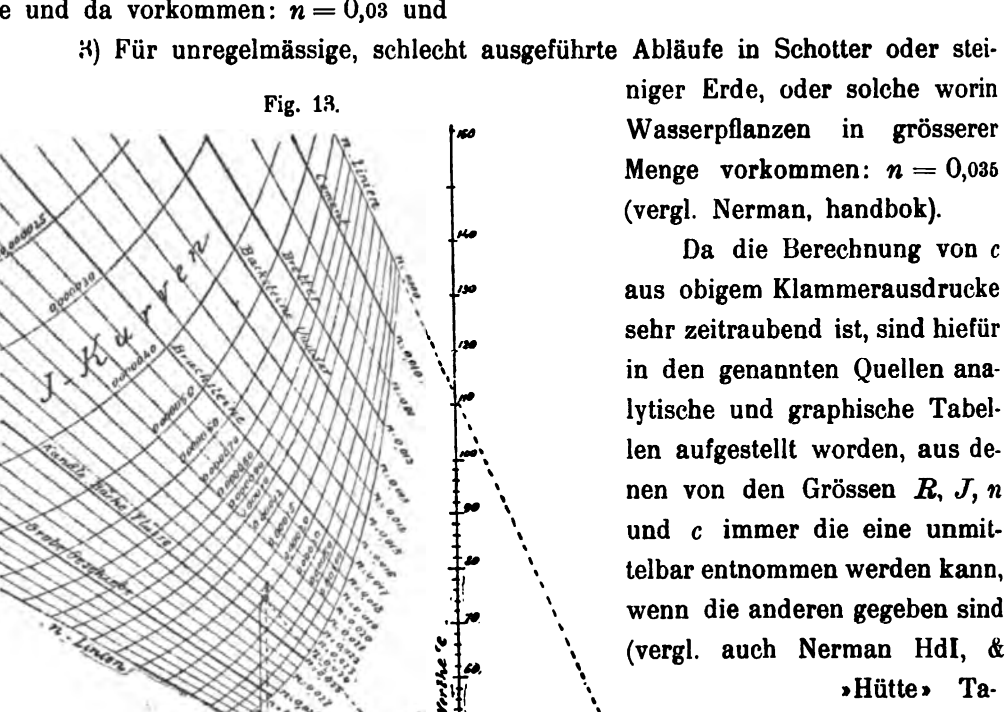
Für die Berechnung von Entwässerungsgräben können erfahrungsgemäss folgende Werthe angenommen werden:

1) Für gewöhnliche, gut ausgeführte und unterhaltene Gräben, worin Steine Wasserpflanzen und Unregelmässigkeiten nicht vorkommen: $n = 0{,}025$.

2) Für weniger gut unterhaltene Gräben, worin Steine und Wasserpflanzen hie und da vorkommen: $n = 0{,}03$ und

3) Für unregelmässige, schlecht ausgeführte Abläufe in Schotter oder steiniger Erde, oder solche worin Wasserpflanzen in grösserer Menge vorkommen: $n = 0{,}035$ (vergl. Nerman, handbok).

Fig. 13.



Da die Berechnung von c aus obigem Klammerausdrucke sehr zeitraubend ist, sind hiefür in den genannten Quellen analytische und graphische Tabellen aufgestellt worden, aus denen von den Grössen R, J, n und c immer die eine unmittelbar entnommen werden kann, wenn die anderen gegeben sind (vergl. auch Nerman HdI, & »Hütte« Taschenbuch).

Für die graphische Darstellung ist, wenn

$$c = \frac{z}{1 + \frac{x}{\sqrt{R}}}$$

gesetzt wird,

$$c : z = \sqrt{R} : (x + \sqrt{R}), \text{ worin } x = n\left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right), \text{ und } z = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}$$

Werden daher, wie in Textfig. 13, für die aus verschiedenen Werthen von n und J sich ergebenden Werthe von x und z aufgetragen, so erhält man die in der Figur ersichtlichen J-Kurven (Gefällskurven, gleichseitige Hyperbeln). Soll dann für ein gegebenes R, J und n, der bezügliche Werth von c ermittelt werden, so verbindet man den Schnittpunkt A der bezügl. J-Kurve und n-Linie mit dem

Punkte B auf der Abscissenachse, welchen man erhält wenn $\sqrt{R}$ auf dieser Achse aufgetragen wird. Der Schnittpunkt D dieser Linie mit der Ordinatenachse ergiebt die gesuchte Strecke c.

Handelt es sich aber um genauere Wassermengen-Bestimmungen, so gewährt auch diese Formel keine genügende Zuverlässigkeit. So wurde in neuerer Zeit durch genauere Geschwindigkeits-Messungen (z. B. in der Elbe und Donau) gefunden, dass der Rauhigkeitskoefficient n bei ein und demselben Flusse verschieden sein kann, sowohl für verschiedene Querprofile, als auch für verschiedene Wasserstände bei ein und demselben Querprofil, sowie dass derselbe vom Durchschnittsgefälle abhängig sein kann, was dadurch zu erklären ist, dass die Rauhigkeit der Flussbette in erster Linie von der Beschaffenheit der Geschiebe, diese aber wieder vom Durchschnittsgefälle abhängen.

So ergab sich z. B. für die Donau bei Wien, aus den in Jahre 1878 vorgenommenen Messungen von Harlacher (ÖZ. 1895, N:o 27, S. 356) bei einer mittleren Geschwindigkeit $v = 2{,}01$ m, für das

Kuchelauer Profil: $J = 0{,}000486$, $Q = 3632{,}5$ cbm, $n = 0{,}0284$
Reichsbrücken-Profil: $J = 0{,}0004427$, $Q = 3232{,}5$ cbm, $n = 0{,}027$
Danaukanal-Profil: $J = 0{,}00038$, $Q = 416$ cbm $n = 0{,}025$

Desgleichen wurde bei den in der preussischen Elbe 1883—86 vorgenommenen Messungen gefunden, dass dort im Allgemeinen n zwischen 0,021 und 0,032 schwankt. Es wurden daher die Ergebnisse jener Messungen mit den entsprechenden Durchschnittsgefällen in Beziehung gebracht und aus ihnen dann, unter Zugrundlegung der allgemeinen Formel $v = c \,.\, R^n\, J^m$, mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate, die wahrscheinlichsten Werthe für m, n und c ermittelt. Es fand sich hiebei $m = 0{,}5037$, $n = 0{,}3346$, daher annähernd $m = \frac{1}{2}$, $n = \frac{1}{3}$ und $v = 46{,}01 \sqrt[3]{R}\sqrt{J}$ Dies gilt für die Elbe innerhalb Preussen, also für Wassermengen von 90 bis 430 cbm, Gefälle von 0,000070 bis 0,000230 und mittlere Tiefen von 1 bis 3 m CBl. 1894, S. 221. — Vergl. auch ZfB. 1886, S. 551, — 1890, S. 76, 1893, S. 122 — HZ. 1885, S. 621).

Bei weniger genauen Geschwindigkeitsberechnungen, wie z. B. für städtische Entwässerungsanlagen, kann die Kuttersche Formel dadurch vereinfacht werden, dass bei Annahme von $J = \infty$, somit $\frac{0{,}0015}{J} = o$ und $v = \dfrac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23\,n}{\sqrt{R}}}\sqrt{RJ}$ wird, welche Formel z. B. von Knauff zur Berechnung von Entwässerungskanälen vorgeschlagen wird (GI. 1887). Er nimmt für

glasirte Steingutröhren: $n = 0{,}011$, daher, $v = \frac{114\sqrt{R}}{0{,}253 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RJ}$.

gemauerte Leitungen: $n = 0{,}0125$, $v = \frac{103\sqrt{R}}{0{,}287 + \sqrt{R}}, \sqrt{RJ}$.

Von anderen einfacheren Formeln wären zu erwähnen, jene von

Hagen: Für kleine Wasserläufe $v = 4{,}9\ R\sqrt[5]{J}$ (im Metern)

» Flüsse und Ströme $v = 3{,}34\sqrt{R}\ \sqrt[5]{J}$

während nach Plenkner auf Grund vorgenannter Versuche hiefür gesetzt werden

sollte: I. $v = 4{,}1374\ R\sqrt[5]{J}$ für Gefälle unter 0,0007

II. $v = 3{,}543\ R\sqrt[5]{J}$ für Gefälle über 0,0007.

Ähnlich ist auch die Formel von Grebenau, nämlich. $v = \beta\ 5{,}86\sqrt{R}\ \sqrt[4]{J}$,
worin für kleine Wassergräben unter 1 qm Querschnitt . . . . . $\beta = 0{,}8543$
» » Bäche von 1—5 qm Querschnitt . . . . $\beta = 0{,}8796$
» grössere » » 5—10 » » . . . . $\beta = 0{,}8890$
» kleinere Flüsse von 20—400 qm Querschnitt . . . . . $\beta = 0{,}9223$
» grössere » » über 400 qm » . . . . . $\beta = 0{,}9459$

Plenkner fand bei dieser Formel in vorgenannten Flüssen:

I. $v = 4{,}834\sqrt{R}\ \sqrt[4]{J}$ für Gefälle unter 0,0007

II. $v = 3{,}753\sqrt{R}\ \sqrt[4]{J}$ » » über 0,0007

Schliesslich ist nach Harder: $v = k_1\sqrt{RJ} + k_2 R\sqrt{J}$,
worin für Kanäle mit sehr glatten Wänden (z. B. mit Cementputz): $k_1 = 70{,}5$, $k_2 = 7{,}254$
» » » glatten Bretter-oder Mauerwerkswänden: $k_1 = 56$; $k_2 = 7{,}254$
» » » Flüsse und Kanäle in Erde oder in rohem Bruchstein-Mauerwerk: $k_1 = 36{,}27$; $k_2 = 7{,}254$.

In wichtigen Fällen wird man v nach mehreren Formeln berechnen, das Mittel aus den erhaltenen Werthen ermitteln, und denjenigen als den wahrscheinlichsten Werth annehmen, welcher sich dem Mittel am meisten nähert.

c) Berechnung der Abflussmengen bei ungleichförmiger Bewegung.

Sind bei ungleichmässigem Gerinne F_1 und F_2 die Querprofile zweier in der gegenseitigen Entfernung l gelegenen Punkte A und B, v_1, und v_2 ihre Geschwindigkeiten, p_1 und p_2 ihre Perimeter, $F = \frac{F_1 + F_2}{2}$ das mittlere Profil, α

der Neigungswinkel der Wasserfläche, und G das Gewicht eines Wasserprismas vom Querschnitt F und der Länge a, so ist die Bewegungskraft dieses Prismas in der Stromrichtung

$$T = G \sin \alpha = \gamma F a \sin \alpha$$

Ist ferner $p = \frac{p_1 + p_2}{2}$ der mittlere Wasser-Perimeter, $\frac{v_1 + v_2}{2}$ die mittlere Geschwindigkeit, so ist der Bewegungswiderstand des Prismas a

$$W = kpav^2 = \zeta\gamma \,.\, pav^2$$

wenn $\zeta = \frac{k}{\gamma}$ einen Erfahrungskoefficienten bedeutet. Daher ist die auf die Weglänge l verrichtete Arbeit

$$(T - W)\, l = \gamma a\, (F \sin \alpha - \zeta p v^2)\, l$$

und die dabei entwickelte lebende Kraft

$$\frac{G}{2g}(v_1^2 - v_2^2) = \frac{\gamma F a}{2g}(v_0^2 - v_1^2), \text{ oder da}$$

$$(T - W)\, l = \frac{G}{2g}(v_1^2 - v_2^2)$$

$$l \sin \alpha = h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \zeta \frac{pv^2}{F} l \;\ldots\; (1$$

worin somit h den Höhenunterschied der Punkte A und B bedeutet. Man hat daher auch

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \zeta \frac{(p_1 + p_2)\,(v_1 + v_2)^2}{4\,(F_1 + F_2)} l, \text{ oder nachdem}$$

$$v_1 = \frac{Q}{F_1},\; v_2 = \frac{Q}{F_2},\; v_1 + v_2 = \frac{Q\,(F_1 + F_2)}{F_1 + F_2} \text{ und } v_1^2 - v_2^2 = Q^2\left(\frac{F_1^2 - F_2^2}{F_1^2\, F_2^2}\right)$$

$$h = Q^2\left(\frac{F_1^2 - F_2^2}{2g\, F_1^2 F_2^2} + \zeta\, \frac{(p_1 + p_2)\,(F_1 + F_2)}{4\, F_1^2\, F_2^2}.\, l\right) \;\ldots\; (2$$

$$Q = \frac{F_1 F_2 \sqrt{2\,gh}}{\sqrt{F_1^2 - F_2^2 + \frac{1}{2}\,\zeta\, gl\,(F_1 + F_2)\,(p_1 + p_2)}} \;\ldots\; (3$$

Da für zwei unendlich nahe an einander gelegene Querprofile h in dh und l in dl übergeht, und $v_1^2 - v_2^2 = dv^2 = 2\,vdv$ wird, so geht die obige Gleichung (1 in folgende Grundgleichung der ungleichförmigen Bewegung über:

$$dh = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \zeta\, \frac{pv^2}{F}\, dl = \frac{vdv}{g} + \zeta \frac{pv^2}{F}\, dl, \text{ oder}$$

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \zeta \int_{l_2}^{l_1} \frac{pv^2}{F}\, dl = Q^2\left(\frac{F^2\, F^2}{2\, F_1^2\, F_1^2} + \zeta \int_{l_2}^{l_1} \frac{pdl}{F^3}\right) \;\ldots\; (5, \text{ woraus}$$

$$Q = \sqrt{\frac{h}{\frac{F_1^2 - F_2^2}{2\,g\,F_1^2\,F_2^2} + \zeta \int_{l_2}^{l_1} \frac{p\,dl}{F^3}}} \quad \ldots (6$$

Es kann daher durch die Gleichungen (3 und (6 bei gegebenem Höhenunterschied h die Wassermenge Q, und durch die Gleichungen (2 und (5 bei gegebener Wassermenge der Höhenunterschied der Profile F_1 und F_2 berechnet werden. Hiebei ermittelt sich $\int_{l_2}^{l_1} \frac{p\,dl}{F^3}$ als eine Fläche welche erhalten wird, wenn zwischen F_1 und F_2 noch andere Profile F_3, F_4, F_5 . . . ermittelt, und an den Stellen dieser Profile die Werthe $\frac{p_1}{F_1^3}, \frac{p_3}{F_3^3} \frac{p_4}{F_3^3} \cdot \frac{p_2}{F_2^3}$ als Ordinaten aufgetragen werden (vergl. HdI).

Hieher gehört auch die bequemere und zuverlässigere Berechnung der Abflussmengen mit Hilfe von Wehren. Wird nämlich das abfliessende Wasser mittels eines Wehres aufgestaut und über oder durch dasselbe geleitet, so kann nach Erreichung des Beharrungszustandes aus der Höhe des Wehres und dem Durchflussprofil des Wassers, wie später bei den »Wehren» gezeigt werden soll, die Wassermenge berechnet werden.

Bei Berechnung von Werkskanälen- Ent- und Bewässerungskanälen etc. nach obigen Formeln ist zu beachten, dass beim Einlauf das Wassers in den Kanal durch den Übergang zu einer grösseren Geschwindigkeit ein Gefällsverlust, bezw. ein Sinken des Wasserspiegels eintritt, infolge dessen die Wassertiefe t an derjenigen Stelle des Kanals wo die gleichförmige Bewegung eintritt, kleiner wird, als die Tiefe t_1 an der Kanalmündung. Bezeichnet nämlich v_1 die Einlaufsgeschwindigkeit an der Mündung, v die mittlere Geschwindigkeit im Kanal und m einen Erfahrungskoefficienten, so kann nach Dubuat der Gefällsverlust h angenommen werden:

$$h = t_1 - t = \frac{1}{m^2}\frac{v^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\text{, oder wenn } v_1 \text{ sehr klein ist}$$

$$h = \frac{1}{m^2}\frac{v^2}{2\,g}$$

worin nach Dubuat $m = 0{,}91$ bis $0{,}73$, bei grösseren Kanälen und verhältnissmässig geringeren Geschwindigkeiten jedoch, infolge der geringeren Kontraktion $m = 0{,}95$ angenommen werden kann. Eitelwein nimmt für breite Kanäle $m = 0{,}95$ und für schmale $m = 0{,}86$. Doch sind diese Koefficienten sehr unzuverlässig und nicht für alle Werthe von v geltend. Nerman nimmt einen Mittelwerth $m = 0{,}85$ und erhält $h = 0{,}07\,v^2$ (vergl. Rühlmann Hydromechanik, Wex Hydrodynamik).

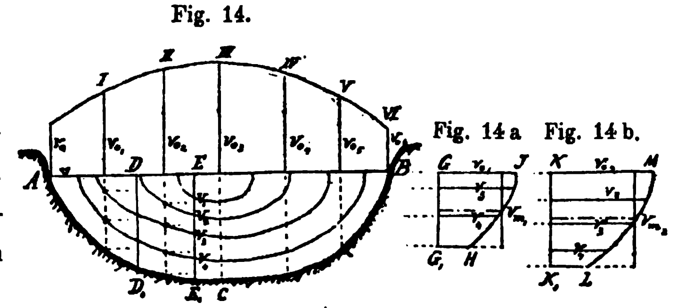
d) Unmittelbare Geschwindigkeitsmessung.

1. Allgemeines.

Ist *ABC* (Textfig. 14) das Querprofil eines Gerinnes, so ist die Geschwindigkeit nicht in allen Punkten des Querprofils die gleiche, sondern dort wo das Wasser mit dem Bette in Berührung kommt, infolge des Reibungswiderstandes am kleinsten, und dann mit zunehmender Entfernung von den Wänden grösser. Desgleichen erbietet auch an der Oberfläche die Luft einen, wenn auch bedeutend geringeren Widerstand. Denkt man sich die Punkte gleicher Geschwindigkeit mit einander verbunden, so erhält man die Linien gleicher Geschwindigkeit (Isotachen) $v_1, v_2, v_3, v_4 \ldots$

Demnach sollte zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v des Profils, dieses in so kleine quadratische Elemente $F_1 F_2 F_3 \ldots$ eingetheilt werden, dass innerhalb denselben die Geschwindigkeiten $u_1 u_2 u_3 \ldots$ als konstant angesehen werden könnten, und hätte man dann

Fig. 14. Fig. 14a Fig. 14b.



$$v = \frac{F_1 u_1 + F_2 u_2 + F_3 u_3 + \ldots}{F}$$

$$Q = Fv = F_1 u_1 + F_2 u_2 + F_3 u_3 + \ldots$$

Statt dessen pflegt man aber gewöhnlich die Profilfläche wie in Fig. 14 in vertikale Streifen $ADD_1 = F_1$, $DD_1 EE_1 = F_2 \ldots$ zu zerlegen, und für deren Mittelvertikalen I, II, III . . die Geschwindigkeiten in verschiedene Tiefen zu ermitteln, welche entsprechend Fig. 14a, Fig. 14b . . . horizontal aufgetragen die Vertikalkurven (Geschwindigkeitsskalen) ergeben. Aus diesen werden dann die mittleren Geschwindigkeiten jener Vertikalebenen $v_{m1}, v_{m2}, v_{m3} \ldots$ in der Art bestimmt, dass, wenn die Bodentiefen $t_1 = GG_1$, $t_2 = KK_1 \ldots$

$$v_{m1} \cdot t_1 = GG_1 HJ, \quad v_{m2} \cdot t_2 = KK_1 LM \ldots$$

$$v_{m1} = \frac{GG_1 HJ}{t_1}, \quad v_{m2} = \frac{KK_1 LM}{t_2} \ldots \text{ und}$$

$$v = \frac{F_1 v_{m1} + F_2 v_{m2} + F_3 v_{m3} + \ldots}{F}, \quad Q = F_1 v_{m1} + F_2 v_{m2} + F_3 v_{m3} + \ldots$$

Wird bei einer Vertikalen die Gesammttiefe mit t, und mit t_m diejenige Tiefe bezeichnet, wo die wirkliche Geschwindigkeit mit der mittleren Vertikalgeschwindigkeit v_m übereinstimmt, so ist nach Hagen $t_m = 0{,}555\, t$ und nach Humphreys-Abbot $t_m = 0{,}5778\, t$. Wird demnach ein Geschwindigkeits-Messapparat in dieser Tiefe an-

gesetzt, so ergiebt eine einzige Messung die mittlere Geschwindigkeit des fraglichen Querprofilstreifens.

Werden entsprechend Textfig. 14 an den Vertikalen I II III .. vom Wasserspiegel aus die an jenen Stellen an der Wasserfläche vorhandenen Geschwindigkeiten v_{01}, v_{02}, v_{03} .. aufgetragen und die Endpunkte durch eine kontinuirliche Kurve mit einander verbunden, so ist dies die Kurve der Oberflächengeschwindigkeiten, deren höchster Punkt der Lage des s. g. Stromstrichs (Thalweges) entspricht, und der sich gewöhnlich über der tiefsten Stelle befindet.

Harlacher fand folgende Beziehung zwischen der Oberflächengeschwindigkeit und der mittleren Geschwindigkeit einer Vertikalen

$$v_m = 0{,}83\ v_0 \text{ bis } 0{,}87\ v_0, \text{ im Mittel } 0{,}85\ v_0\ ^{*})$$

Ferner wurden folgende Beziehungen zwischen der grössten Oberflächengeschwindigkeit und der mittleren Geschwindigkeit des Querprofils aufgestellt, nämlich von

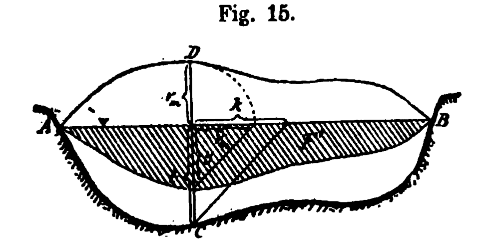
Bazin: $v = \max v_0 - 14\sqrt{RJ}$

Wagner**): $v = 0{,}67 \max v_0 + 0{,}027 \max v_0^2$. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit am Boden aus der mittleren Profilgeschwindigkeit kann nach Nerman folgende Formel angewendet werden

$$v_t = v - 6\sqrt{RJ}$$

Bei gegebenen mittleren Geschwindigkeiten der Vertikalen v_m kann zur Bestimmung der Wassermenge auch das nachfolgende graphische Verfahren von Harlacher zur Anwendung kommen (ÖW. 1878).

Fig. 15.



Wenn ABC (Textfig. 15) das Querprofil und ADB die Kurve der mittleren Geschwindigkeiten der Vertikalen darstellt, so ist für einen Vertikalstreifen von der Tiefe t und Breite dx die Wassermenge

$$dQ = v_m \cdot t \cdot dx = \frac{k v_m t dx}{k}$$

worin k eine beliebige Konstante bedeutet. Setzt man

$$\frac{v_m \cdot t}{k} = y, \text{ so ist } dQ = kydx \text{ und}$$

$$Q = k\int ydx = kF'$$

y bestimmt sich aus dem Verhältniss $\frac{k}{t} = \frac{v_m}{y}$ mittelst zweier ähnlicher Dreiecke, wie aus der Figur zu ersehen, und ist dann die schraffirte Fläche F', das mit k

*) Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau etc. Leipzig. 1881.

**) Wagner, Hydrologische Untersuchungen, Braunschweig 1881.

multiplicirt die Wassermenge giebt. Letztere ist somit hier durch einen Cylinder von der Basis F' und der Höhe k dargestellt, und wird für $k = 1$, $Q = F'$.

2. Apparate zur Messung der Geschwindigkeit.

Man kann diese Apparate in zwei Gruppen eintheilen, nämlich in solche welche schwimmend der Strömung mitfolgen (Schwimmer), und solche welche bei ruhiger Stellung die Geschwindigkeit angeben.

α. Schwimmer.

Es giebt zweierlei Arten von Schwimmern, nämlich solche welche an der Wasserfläche schwimmen, und daher nur zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit dienen (Oberflächenschwimmer), und solche welche man bis zu einer solchen Tiefe hinabsinken lässt, dass hiedurch mehr oder weniger genau die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen erhalten wird.

Die Geschwindigkeit ergiebt sich bei sämmtlichen Schwimmern als Quotient, der Länge einer zurückgelegten Wegstrecke, durch die hiezu verwendete Zeit in Sekunden.

Oberflächenschwimmer. Hiezu können allerlei schwimmende Gegenstände benutzt werden, und verwendet man namentlich Schwimmkugeln, Flaschen oder hölzerne Schwimmklötze, sowie das s. g. einfache Logg.

Die Schwimmkugeln sind wasserdichte Blechkugeln von 0,1 bis 0,3 m Durchmesser (letztere bei grösseren Gewässern), welche durch Einfüllen von Ballast (Sand, Schrot) soweit beschwert werden, dass sie zur möglichsten Vermeidung des Luftwiderstandes zum grössten Theil unter die Oberfläche sinken, und nur soviel emporragen, dass sie bei greller Färbung gut sichtbar sind. Zu diesem Zwecke pflegt man dieselben auch mit einer Marke oder einem Fähnchen zu versehen. In gleicher Weise können auch Flaschen verwendet werden.

Schwimmklötze bestehen aus runden Holzabschnitten von etwa 0,3 m Durchmesser und 0,1 m Höhe, welche durch eventuelles Anhängen von Steinen bis zur gewünschten Tiefe gesenkt werden können. Solche Klötze haben den Vortheil der Billigkeit und Bequemlichkeit, indem sie nicht wie die Kugeln wieder aufgefangen zu werden brauchen.

Das einfache Logg besteht aus einem dreieckigen Brettchen von 25 bis 30 cm Seitenlänge, welches mittels dreier von den Ecken ausgehender, und zu einem Knoten zusammenlaufender Schnüre an einer Leine angehängt ist, und so von einem festen Punkte aus (Boot, Brücke) der Strömung überlassen wird, um nach Zurücklegung eines entsprechenden Weges wieder zurückgezogen zu werden. Die abgelaufene Leinenlänge giebt dann die Weglänge an. Infolge des Widerstandes

der Leine wird jedoch hiedurch ein weniger zuverlässiges Resultat erhalten, als bei freien Schwimmern.

Tiefenschwimmer. Hiezu werden s. g. Doppelchwimmer und Schwimmstäbe benutzt. Zu Doppelschwimmern können Schwimmkugeln oder Schwimmklötze gleicher Art wie die vorgenannten verwendet werden, indem zwei derselben mittels einer Schnur von entsprechender Länge mit einander verbunden werden, und der eine durch entsprechende Belastung in die Tiefe versenkt, der andere dagegen gleich dem Oberflächenschwimmer unter der Wasserfläche schwimmen gelassen wird.

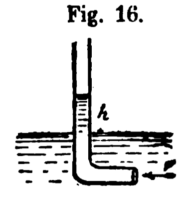
Schwimmstäbe bestehen in der einfachsten Form aus hölzernen Stangenabschnitten oder einer Reihe von mit einander verbundenen Holzklötzen, welche am unteren Ende durch Anhängen von Steinen belastet und so zur entsprechenden Tiefe versenkt werden. Statt dessen kann auch eine unten geschlossene eiserne Röhre verwendet werden, welche durch Einlegen von Ballast entsprechend belastet wird (Cabeo's Stab).

Schwimmer kommen sowohl dort zur Anwendung, wo keine genaueren Apparate zur Verfügung stehen, als auch dort, wo sich leztere nicht anwenden lassen, wie dies bei Geschwindigkeiten über 3 m der Fall ist. Auch werden Schwimmer zur Ergänzung und zur Kontrolle von Messungen mit anderen Apparaten benutzt. Der von den Schwimmern zurückgelegte Weg soll bei kleineren Flüssen mindenstens 25 m und bei grösseren wo möglich 100 m betragen. Die Messungen sollen nur bei Windstille vorgenommen werden.

β. Apparate mit ruhiger Stellung.

Bei den hieher gehörenden Vorrichtungen kommt die Geschwindigkeit als Funktion des von der Strömmung ausgeübten hydraulischen Druckes zum Ausdruck. Von den verschiedenen hiefür angewendeten Apparaten sollen hier nur die zweckmässigsten, nämlich die hydrometrische Röhre und der hydrometrische Flügel, näher besprochen werden.

Fig. 16.



Pitot'sche Röhre.

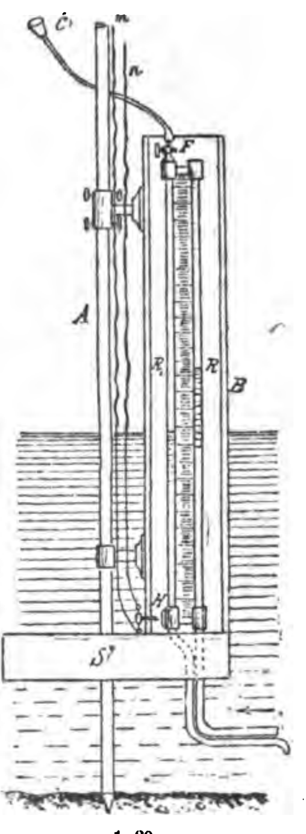
Die hydrometrische Röhre. Die ursprüngliche Anordnung dieses von Pitot erfundenen Apparates (daher auch Pitot'sche Röhre genannt), bestand, entsprechend Textfig. 16, aus einer gebogenen Glasröhre, deren horizontaler Schenkel gegen die Strömung gekehrt wird, infolge dessen durch den Stoss der letzteren das Wasser im vertikalen Schenkel bis zu einer mit der Geschwindigkeit zunehmenden Höhe h emporsteigt. Es ist dann:

$$v = k_1 \sqrt{2gh} = k\sqrt{h}$$

worin k einen Erfahrungskoefficienten bedeutet, welcher durch vorherige Versuche (s. g. Tarirung) ermittelt wird. Wird hiebei der Apparat mit einer bestimmten Geschwindigkeit v' durch ruhiges Wasser gezogen, und ist die dabei beobachtete Höhe der Wassersäule im vertikalen Schenkel h', so ist $k = \frac{v'}{\sqrt{h'}}$.

Nachdem aber die Beobachtung von h an der Wasserfläche, wie bei Fig. 16 unbequem ist, erhielt der Apparat für die praktische Anwendung durch Darcy die in Textfig. 17 dargestellte Anordnung, bestehend aus zwei Röhren R und R_1, von denen erstere wie im vorigen Falle horizontal abgebogen ist und gegen die Strömung gekehrt wird, während letztere in eine vertikal abgebogene Spitze ausmündet und zur Feststellung des äusseren Wasserstandes dient, wenn nach vollbrachter Messung und Abschliessung der Röhren durch den Hahn H der Apparat emporgezogen wird. Letzteres kann jedoch auch unterbleiben, und werden statt dessen die beiden Wassersäulen, ohne dass hiedurch der gegenseitige Höhenunterschied verändert wird durch das mit einem Mundstück versehene Saugrohr FC so hoch angesaugt, als zur bequemen Beobachtung erforderlich ist. Das Saugrohr wird nach geschehenem Ansaugen durch den Hahn F geschlossen. Die Bewegung des unteren Hahnes H geschieht durch eie Schnüre m und n.

Fig. 17.



1: 20.

Hydrometrische Röhre von Darcy.

Die Röhren sind an einer getheilten Tafel B befestigt, welche längs einer auf den Boden zu stellenden Stange A gleitet, und an dieser mittels Stellschrauben in beliebiger Höhe befestigt werden kann. Zum Einstellen des Apparates in die Strömungsrichtung ist derselbe unten mit einem Steuerruder S versehen. Dieser Apparat giebt ziemlich zuverlässige Resultate, und lässt sich namentlich zur Messung der Geschwindigkeiten an der Sohle mit Vortheil anwenden; für grössere Tiefen und stärkere Strömung ist derselbe jedoch nicht geeignet. Im Vergleich zu anderen Apparaten hat dieser den Nachtheil der Schwerfälligkeit und Unbequemlichkeit.

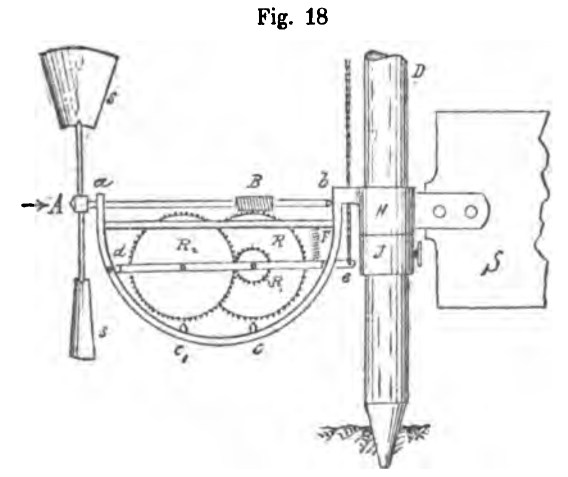
Taf. I, Fig. 13. Hydrometrische Röhre von A. Franck. Diese neuere Anordnung desselben Apparates zeichnet sich dadurch aus, dass mit demselben die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen durch eine einzige Beobachtung ermittelt werden kann. Derselbe besteht aus einer im unteren Theil der ganzen Länge nach dicht gelochten eisernen Röhre R_1, auf welcher sich ein kurzes Rohrstück R_2 verschieben

lässt, das am unteren Ende gegen R_1 durch eine Stopfbüchse gedichtet und beim Einstellen des Instruments mittels einer Schubstange S und deren Klemmen so gestellt wird, dass die Stopfbüchse noch 8 bis 10 cm unter den Wasserspiegel kommt.

Wird nun die gelochte Seite der Röhre durch das gegenüber angebrachte Steuerruder F in die Stromrichtung gebracht, so steigt das Wasser im Inneren von R_1 entsprechend dem mittleren hydraulischen Drucke, von wo es in den Zwischenraum zwischen R_1 und R_2 und in ein mit diesem Raum kommunicirendes Rörchen R_3 gelangt. Diesem gegenüber befindet sich ein an seinem unteren Ende geschlitztes Rohr R_4 in welchem sich das Wasser auf die Höhe des äusseren Wasserspiegels stellt. Durch die Schläuche E_1 und E_2 stehen diese Rohre mit einem Manometerrohr M, und dieses wieder mit einem durch den Hahn H verschliessbaren Saugrohr L in Verbindung, durch welches die beiden Wassersäulen von R_3 und R_4 in das Manometer hochgezogen werden, wo ihre Höhendifferenz leicht abgelessen werden kann.

Das Manometer besteht aus zwei in einander gesteckten Glasröhren, von denen die innere durch den Schlauch E_1 mit R_3, und die äussere mit der Röhre R_4 in Verbindung steht. In der inneren Röhre steckt ferner ein enges Glasröhrchen, welches oben und unten geschlossen, einen Schwimmer bildet und die Scala trägt. Dieser Schwimmer ist so belastet, das der oben liegende Nullpunkt der Scala genau mit dem Wasserspiegel zusammenfällt. Beim Emporziehen der beiden Wassersäulen durch Ansaugen folgt der Schwimmer mit dem inneren höheren Wasserspiegel, während der äussere (tiefere) Wasserspiegel an der Scala die Differenz derselben, bezw. hier die mittlere Geschwindigkeit der bezüglichen Vertikalen anzeigt. Es erwächst also durch Anwendung dieses Manometers mit schwimmender Scala der Vortheil, dass hiebei nur der eine, der äussere Wasserspiegel beobachtet zu werden braucht (ÖZ 1895 N:o 42, S. 503 — DB. 1888, S. 609).

Fig. 18



Der hydrometrische Flügel.

Der hydrometrische Flügel (Woltman,sche Flügel, so benannt nach dessen Erfinder, ehemaligem Wasserbaudirektor in Hamburg). Dieser vollkommenste und bequemste Geschwindigkeitsmesser besteht dem Wesen nach aus einem, nach Art der Propeller oder Windräder wirkenden, Schaufelrad, welches dem Drucke der Strömung ausgesetzt wird, und durch seine Umdrehungsgeschwindigkeit diejenige des Wassers angiebt. Nebenstehende Fig. 18 zeigt die principielle Anordnung des Apparates in seiner ursprünglichen Form. Derselbe besteht aus dem mit zwei bis fünf schiefen Schaufeln (Flügeln) s versehenen Schaufelrad A, dessen horizontale Drehungsachse ab in einem Rahmen acb sitzt und mit einer Schraube ohne Ende (Schnecke) B versehen ist, welche mit dem aus den Zahnrädern R, R_1 und R_2 bestehenden Zählapparat in Verbindung steht. Die Zahnräder sitzen auf einem um den Punkt d drehbaren Hebel de an dessen Ende eine über Wasser reichende Schnur C befestigt ist, durch deren Anziehen der Zählapparat mit der Schnecke in Verbindung gebracht wird, während derselbe sonst durch die Feder F losgerückt und gegen die Marken (Zeiger) c und c_1 angedrückt wird. Da die Räder R und R_2 mit Theilungen versehen sind, so kann hiedurch stets die Anzahl der in einer bestimmten Zeit stattgehabten Umdrehungen des Schaufelrades festgestellt werden. Haben nämlich die Räder R und R_2 je 100 Zähne mit entsprechenden Theilungen am Rande, und R_1 20 Zähne,

so bewegt sich R bei jeder Umdrehung der Flügelachse um einen Zahn vorwärtz, und es entsprechen einer ganzen Umdrehung von R_2 fünf Umdrehungen von R_1 bezw. von R, somit 500 Umdrehungen der Welle. Es wird daher der Zeiger c für jeden Zahn eine, und c_1 für jeden Zahn fünf Umdrehungen der Welle angeben.

Werden somit vor Beginn der Messung die Nullpunkte der auf R und R_2 angebrachten Theilungen auf die Zeiger c und c_1 eingestellt, oder sonst die Theilungsstellungen notirt, so ist bei n Umdrehungen der Welle in t Sekunden die Geschwindigkeit

$$v = k\frac{n}{t} = k \,.\, \alpha$$

worin α die sekundliche Tourenzahl und k eine durch Tarirung (Bewegung mit bestimmter Geschwindigkeit durch ruhiges Wasser) zu bestimmende Konstante ist. Richtiger ist es wenn

$$v = k\alpha + k'$$

gesetzt wird, worin k' diejenige kleinste Geschwindigkeit bedeutet, welche zur Überwindung der Reibungswiderstände des Flügels erforderlich ist. Für genauere Messungen wird unter anderen die Formel

$$v = k\alpha + \sqrt{k'\,\alpha^2 + k''}$$

angewendet.

Der Apparat gleitet mittels einer Hülse H längs einer hölzernen oder eisernen Stange D und ruht auf einer zweiten, mittels Klemmschraube befestigten Hülse J. Zur Erhaltung des Apparates in der Strömungsrichtung dient das Steuerruder S.

Taf. I, Fig. 14—14 a. Hydrometrischer Flügel mit elektrischer Leitung von Harlacher. Dieser Apparat, — auch hydrometrischer Integrator genannt —, zeichnet sich dadurch aus, dass die Bewegungen des Flügels auf elektrischem Wege zu einem über Wasser befindlichen Tourenzähler nebst Chronograph übertragen, und dadurch selbstthätig aufgezeichnet werden. Mit dem Apparat ist ferner eine Vorrichtung zum gleichmässigen Senken und Heben des Flügels verbunden, so dass durch eine einzige solche Hebung oder Senkung zwischen der Wasserfläche und dem Boden, die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen bestimmt werden kann (durch s. g. mechanisches Integriren). Zu dem Behufe wird der Apparat von einer, unten mit einer Spitze versehenen eisernen Röhre A von 32 mm Durchmesser und gewöhnlich 4 m Länge getragen, welche auf der dem Flügel entgegengesetzten Seite, somit stromabwärtz, der ganzen Länge nach mit einem 5 mm breiten Schlitz versehen ist, längs welchem sich eine Hülse H mit dem von derselben ausgehenden Flügel und dem Steuerruder R in der Art bewegen lässt, dass der Apparat durch einen Steg mit einer im Inneren der Röhre befindlichen Kapsel in Verbindung steht, welche an einem über Wasser geführten Kabelseil K aufgehängt ist. Letzteres läuft über eine am oberen Ende der Röhre angebrachte Rolle C zu einer Windetrommel T.

Die Hülse H ist behufs leichterer Bewegung oben und unten mit je drei Laufrollen r, sowie mit einem scheibenförmigen Fuss f versehen, welcher so tief unter den Schaufeln angebracht ist, dass dieselben nicht am Boden aufstossen können. Das Kabelseil dient zugleich als der eine Leitungsdraht für den elektrischen Strom, und steht zu dem Behufe dessen unteres Ende mittels des isolirten Drahtes s in der Weise mit der Flügelwelle in Verbindung, dass auf dieser eine excentrische eiserne Scheibe sitzt, welche bei jeder Umdrehung an eine mittels der isolirten Scheiben m befestigte Feder stösst, deren Federkraft durch Anziehen oder Lösen der Schraube n regulirt werden kann. Die Rückleitung des Stromes findet durch das eiserne Rohr und den die Trommel T haltenden Bügel statt. Der hiebei durch das Wasser stattfindende Kontakt hat sich ohne wesentlichen Einfluss auf die Leitung des Stromes erwiesen. Das obere Kabelende und die Trommel stehen wieder durch besondere Leitungsdrähte mit der Batterie F, dem Tourenzähler E und dem Chro-

nographen D in Verbindung. Der Tourenzähler ist so eingerichtet, dass durch einen Zeiger jeder Kontakt bezw. jede Umdrehung und durch einen anderen Zeiger je 100 Umdrehungen des Flügels angezeigt werden. Die jeweilige Tiefe der Flügelachse lässt sich an der Theilscheibe G der Windetrommel (Fig. 14 a) unmittelbar ablesen.

Da das Instrument im Schlitze der Röhre A auf und nieder geführt wird, so ist ein Drehen, desselben bezw. ein Selbsteinstellen hier ausgeschlossen, und dient das Steuer nur dazu, um einer Verdrehung des Instruments entgegenzuwirken, sowie als Gegengewicht. Es ist daher bei jeder neuen Stellung ein besonderes Einstellen des Instrumentes erforderlich, so dass die Flügelwelle in die Richtung der Wasserfäden fällt. Dies wird mit Hilfe eines auf der Stange angebrachten Diopter-Visirs V erreicht, dessen Richtung mit jener des Querprofils in Einklang gebracht wird. Der Schlitz macht auch eine Verlängerung der Stange unmöglich und müssen daher bei dieser Anordnung für verschiedene Tiefen, Stangen verschiedener Länge vorräthig gehalten werden.

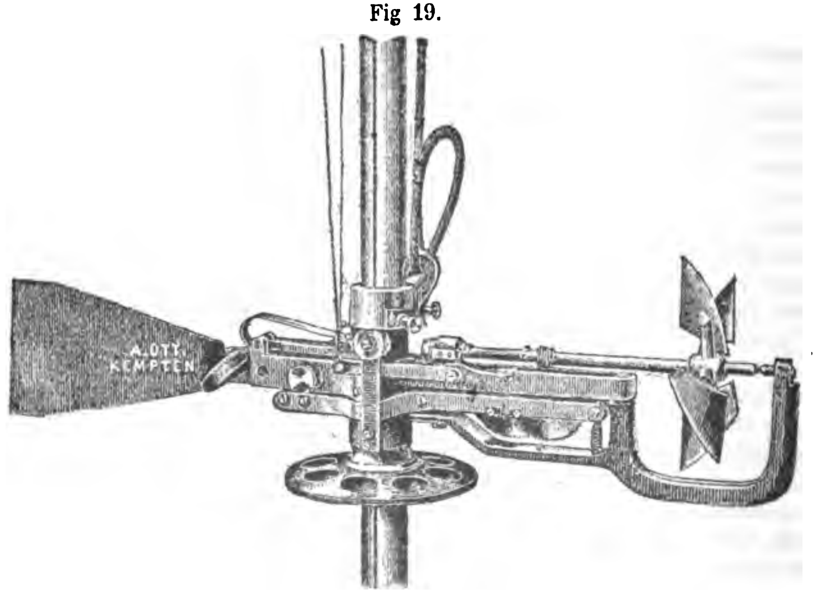
Beim mechanischen Integriren wird das Instrument gleichmässig von der Wasserfläche zum Boden gesenkt. Ist hiebei die Tourenzahl n und die Beobachtungszeit t, somit $\frac{n}{t}$ die mittlere sekundliche Tourenzahl, und k der Flügelkoefficient, so ist die mittlere Geschwindigkeit der bezüglichen Vertikalen für die Höhe von der Wasserfläche bis zur tiefsten vom Flügel erreichbaren Lage $v'_m = k\,\frac{n}{t}$.

Für die ganze bis zum Flussboden reichende Tiefe ist daher die wirkliche mittlere Geschwindigkeit.

$$v_m = c v_m'$$

worin c ein empirisch zu bestimmender Koefficient ist. Für grössere Tiefen kann jedoch $c = 1$ angenommen werden.*)

Fig 19.



Neuerer Flügel von Alb. Ott.

Neuere verbesserte Flügelkonstruktionen. In neuerer Zeit wurde der hydrometrische Flügel in verschiedener Weise vervollkommnet, namentlich durch

*) Vergl. Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau, und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers, Leipzig 1881. — v. Wagner, Hydrologische Untersuchungen in der Weser, Elbe etc. Braunschweig 1881 — D. B. B. 1888, S. 229.)

Anwendung von Schaufeln und Welle aus Aluminium, sowie durch Lagerung der letzteren zwischen Achatkörnern oder in Kugellagern, wodurch die Bewegungshindernisse auf ein Minimum reducirt werden.

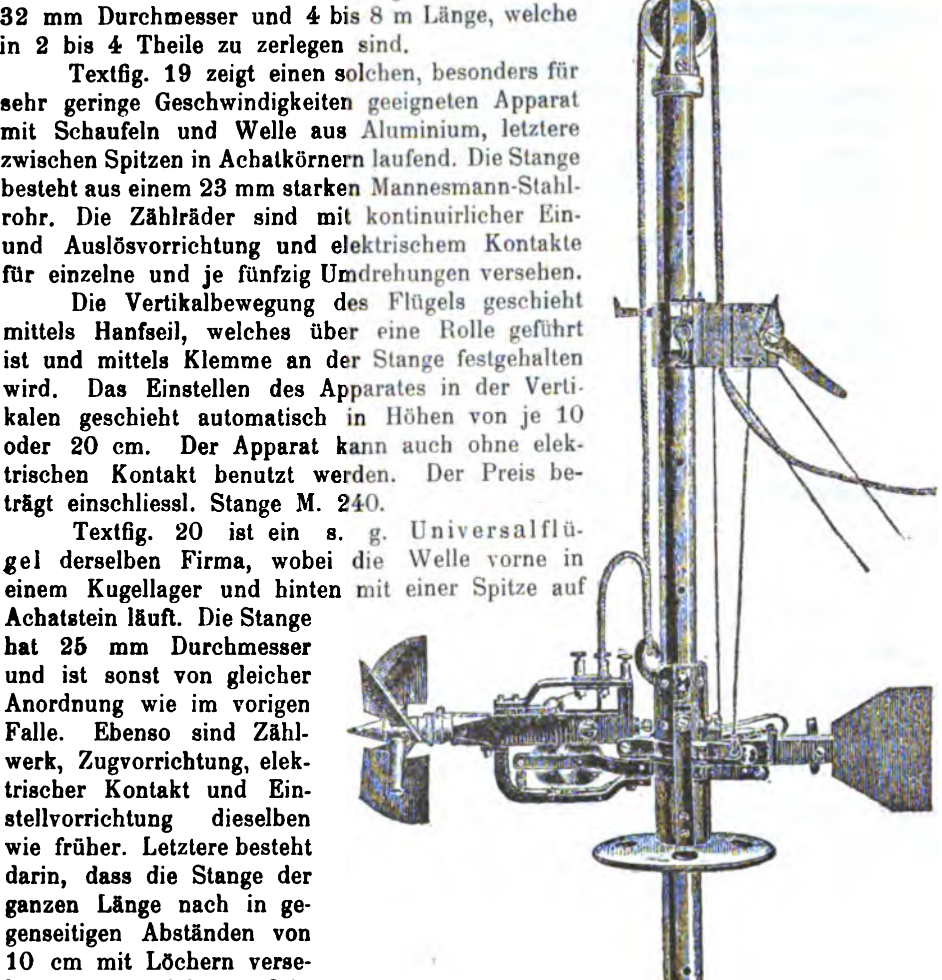
Derartige Flügel liefert z. B. die Firma Albert Ott in Kempten (Bayern), wobei überdies an Stelle von geschlitzten Eisenrohren, glatte Mannesmann-Stahlrohre, mit einer angeschraubten Leiste zur Führung des Instruments benutzt werden. Hiedurch erwächst der Vortheil, dass die Stange aus mehreren Stücken zusammengesetzt werden kann, und zwar liefert die Firma Stangen von 19 bis 32 mm Durchmesser und 4 bis 8 m Länge, welche in 2 bis 4 Theile zu zerlegen sind.

Textfig. 19 zeigt einen solchen, besonders für sehr geringe Geschwindigkeiten geeigneten Apparat mit Schaufeln und Welle aus Aluminium, letztere zwischen Spitzen in Achatkörnern laufend. Die Stange besteht aus einem 23 mm starken Mannesmann-Stahlrohr. Die Zählräder sind mit kontinuirlicher Ein- und Auslösvorrichtung und elektrischem Kontakte für einzelne und je fünfzig Umdrehungen versehen.

Die Vertikalbewegung des Flügels geschieht mittels Hanfseil, welches über eine Rolle geführt ist und mittels Klemme an der Stange festgehalten wird. Das Einstellen des Apparates in der Vertikalen geschieht automatisch in Höhen von je 10 oder 20 cm. Der Apparat kann auch ohne elektrischen Kontakt benutzt werden. Der Preis beträgt einschliessl. Stange M. 240.

Textfig. 20 ist ein s. g. Universalflügel derselben Firma, wobei die Welle vorne in einem Kugellager und hinten mit einer Spitze auf Achatstein läuft. Die Stange hat 25 mm Durchmesser und ist sonst von gleicher Anordnung wie im vorigen Falle. Ebenso sind Zählwerk, Zugvorrichtung, elektrischer Kontakt und Einstellvorrichtung dieselben wie früher. Letztere besteht darin, dass die Stange der ganzen Länge nach in gegenseitigen Abständen von 10 cm mit Löchern versehen ist, in welche ein Stift eingreift, der am Instrumente mittels einer federnden Platte befestigt ist, und sich mittels eines Querhebels und einer über Wasser führenden Schnur auslösen lässt. Dieser Apparat ist für alle Geschwindigkeiten von 0,05 bis 3,0 m anwendbar, und kostet einschliesslich einer 5,4 m langen, in drei Theile zerlegbaren Stange M. 340.

Fig. 20.



Neuerer Flügel von Alb. Ott.

Bei sehr grossen Tiefen, wo die Stange nicht mehr anzuwenden ist, wird der Flügel an einem dicken Stahldrahtkabel geführt, an dessen Ende ein schweres, mittels Krahn und Winde hinabgelassenes Gewicht befestigt wird.

Taf. I Fig 15. Das Patent-Logg (Harpunen-Logg), ist ein auf gleichem Princip beruhender und in gleicher Weise anwendbarer Apparat wie der hydrometrische

Flügel, wiewohl derselbe gewöhnlich zu anderen Zwecken, nämlich zur Messung der Geschwindigkeit von Schiffen benutzt wird. Derselbe besteht aus einem festen Theil *AB* welcher durch die zwei ebenen Flügel *EE* am Drehen verhindert wird, und im Inneren das Zählwerk *Z* des zweiten, drehbaren Theils *BC* enthält, welcher mit schraubenförmigen Schaufeln *D* versehen ist und gleich dem hydrometrischen Flügel durch den hydraulischen Druck des Wassers in Bewegung gesetzt wird. Das Zählwerk besteht auch hier aus einer Schraube ohne Ende in der Achse des Apparates, durch welche ein System von Zahnrädern in Bewegung gesetzt wird, deren Umdrehungszahl an den Zifferblättern aussen ersichtlich ist. Zur Messung der Geschwindigkeit wird der Apparat gleich dem einfachen Logg an einer Leine hängend frei im Wasser schwimmen gelassen.

Gegenüber dem hydrometrischen Flügel hat daher dieser Apparat der Vortheil grösserer Einfachheit und Dauerhaftigkeit, indem der eingeschlossene Mechanismus ganz vor äussern Beschädigungen geschützt ist, allein derselbe eignet sich in dieser Form nur zur Bestimmuug der Oberflächengeschwindigkeit, während er für Geschwindigkeiten in beliebiger Tiefe längs einer Stange verschiebbar angeordnet werden müsste.

Eine andere, bequemere Anordnung dieses Apparates besteht darin, das unter Fortlassung der Flügel *EE* und des Zählwerkes im Apparate selbst, die beiden Theile *AB* und *BC* zu einem Ganzen vereinigt sind, und die Umdrehungen durch die Leine zu einem am anderen Ende der letzteren (an Bord des Schiffes etc.) aufgestellten besonderen Zählwerk übertragen werden. Hiedurch kann also die jeweilige Geschwindigkeit beobachtet werden, ohne den Apparat hereinziehen zu müssen.

e) Ermittlung der Abflussmengen durch unmittelbare Messung derselben.

Handelt es sich um die Bestimmung kleinerer Abflussmengen, bis zu etwa 1 cbm in der Sekunde, so kann hiebei eventuell die unmittelbare Messung, s. g. Aichung, unter Benutzung von kalibrirten Aichgefässen, oder der s. g. Brunnenzoll (Wasserzoll) zur Anwendung kommen.

Die Aichung besteht darin, dass das Wasser in einem Gefäss von bestimmtem Inhalt m aufgefangen wird. Ist hiebei die zur Füllung des Gefässes erforderliche Zeit t, so ist die sekundliche Abflussmenge

$$Q = \frac{m}{t}$$

Der Brunnenzoll dagegen besteht darin, dass man das Wasser in ein Gefäss abfliessen lässt, welches unmittelbar über dem Boden mit einer Anzahl kreisrunder verschliessbarer Öffnungen von bestimmtem Durchmesser versehen ist, von welchen Öffnungen soviele aufgemacht werden als zur Erreichung des Beharrungszustandes bei einer bestimmten Höhe des Wasserspiegels im Gefässe erforderlich ist, wobei also dann die Abflussmenge gleich der Zuflussmenge sein wird.

Nachdem nun durch Beobachtung festgestellt worden ist, dass durch eine solche Öffnung von 20 mm Durchmesser bei einer Wasserspiegelhöhe von 50 mm

über der Mitte der Öffnung in 14 Stunden 20 cbm ausfliessen, so ist die sekundliche Wassermenge für *n* solche Öffnungen

$$Q = \frac{n \cdot 20}{24 \cdot 60 \cdot 60} \text{ cbm.}$$

II. Anlagen zur Gewinnung des Niederschlags- und Grundwassers.

An Stellen wo für den Verbrauch anwendbares Tagewasser nicht erhältlich ist, können zur Deckung des Wasserbedarfes Anlagen in Frage kommen, welche entweder die Gewinnung von atmosphärischen Niederschlägen durch Sammeln derselben in geschlossenen Behältern (Cisternen), oder die Gewinnung von Grundwasser mittels Brunnen zum Zwecke haben. Von diesen zwei Gewinnungsarten verdient im Allgemeinen die letztere insoferne den Vorzug, als das Grundwasser durch seine Filtration im Erdinneren meistens reiner, schmackhafter und der Gesundheit zuträglicher ist, als das Niederschlagswasser. Man ist aber zur Wassergewinnung mittels Cisternen dort angewiesen, wo Grundwasser in ungenügenden Mengen vorhanden, oder in so grosser Tiefe streicht, dass dessen Gewinnung zu grosse Kosten verursachen würde, sowie dort, wo das Grundwasser ungeniessbar ist, wie dies durch Zutritt von Meereswasser, Petroleum etc. der Fall sein kann.

A. Cisternen.

§ 1. Allgemeines.

Nachdem das von den festen Niederschlägen (Schnee, Hagel) herrührende Wasser als der Gesundheit weniger zuträglich angesehen werden kann, und auch das für den Genuss bestimmte Regenwasser vorher einer Reinigung durch Filtrirung unterzogen werden soll, so ist bei Projektirung von Cisternenanlagen darauf Rücksicht zu nehmen, ob es sich um die Gewinnung von Trinkwasser oder von Nutzwasser handelt, da bei Berechnung des Zuflusses im ersteren Falle nur der Regen, im letzteren dagegen die gesammten Niederschläge in Betracht gezogen werden können, und die für Trinkwasser-Cisternen erforderlichen Filteranlagen bei Nutzwassercisternen entbehrlich sind. Zum Schutz gegen die Einflüsse der Temperatur, sowie zur Minderung der Verdunstung und der Entwicklung von schädlichen thierischen Organismen und vegetabilischen Stoffen, sind die Cisternen möglichst an die Schattenseite von Gebäuden zu verlegen, in den Boden zu versenken, und von der äusseren Luft möglichst abzuschliessen. Dieselben sollen ferner sowohl zur Vermeidung von Wasserverlusten, als auch zur Vermeidung von Verunreini-

gungen des Cisternenwassers durch Eindringen von unreinem Grundwasser aus den oberen Erdschichten, mit wasserdichten Wänden ausgeführt sein.

Das in derartigen Cisternen aufgespeicherte Regenwasser kann bei vorhandenen Filtervorrichtungen in Bezug auf Güte und Verdaulichkeit dem besten Quellen-Fluss-oder Brunnenwasser gleichgestellt werden, von dem es sich nur durch einen weicheren Geschmack unterscheidet. Durch entsprechende Zusätze (z. B. Kalklösungen) kann aber auch diesem Übelstande abgeholfen werden. Die Güte des Cisternenwassers steigert sich ferner, je reiner die Auffangeflächen und das Cisterneninnere gehalten werden (weshalb letzteres wenigstens einmal im Jahre gründlich gereinigt werden soll), sowie je grösser die Verbrauchsmenge ist, bezw. je öfter der Inhalt erneuert wird. Da organische Substanzen durch Sauerstoff zerstört werden, so ist es gut das Cisternenenwasser durch öfteres Heben und Senken des Schöpfgefässes zu peitschen, wodurch es besser mit der atmosphärischen Luft in Berührung kommt. Insekten können durch zeitweiliges Absenken kleiner Salzmengen vernichtet werden.

§ 2. Konstruktion der Cisternen.

Zu einer Cisternenanlage gehören: Der Wasserbehälter (Sammelbehälter, Sammelbrunnen, eigentliche Cisterne), die Filteranlagen und die Auffangeflächen.

Der Wasserbehälter besteht in der Regel aus einem in die Erde versenkten Behälter von runder oder rechteckiger Grundrissform, mit Wänden und Boden aus geputztem Cementmauerwerk und überdeckt mit einem Gewölbe, welches mit einer den Schöpfbrunnen bildenden Öffnung versehen ist. Die Grösse des Wasserbehälters richtet sich nach dem Bedarf, sowie nach der Grösse und Häufigkeit der Niederschläge. So erhielten z. B. die Wächterhauscisternen der istrischen und dalmatinischen Staatsbahnen 10 cbm Inhalt, und reichen dort selbst in den trockensten Jahren ohne Nachfüllung aus, während sie bei der Arlbergbahn, wo die Bewohner weniger an Sparsamkeit mit Wasser gewohnt sind, einen Fassungsraum von 18 cbm erhielten. Nach Finetti*) sollen am Karst in vielen Dorfgemeinden 70 Liter pro Tag und Familie (ohne Rüchsicht auf Kopfzahl und Viehstand) berechnet sein, und wird dieses Tageserforderniss bei länger andauernder Trockenheit wohl auch auf die Hälfte reducirt. Chiolich rechnet pro Tag. ca. 15 Liter für jeden Einwohner und 30 Liter für ein Pferd oder ein Stück Schlachtvieh.

Bei Wasserversorgungen mittels Cisternen soll der Verbrauch unter Controlle stehen, und der Haushalt mit dem Cisternenwasser entsprechend der Jahreszeit und den vorhandenen Vorräthen geregelt werden.

---

*) ÖZ. 1884, 1885.

Bei Kenntniss des täglichen Bedarfes ergiebt sich der erforderliche Fassungsraum des Wasserbehälters aus der Bedingung, dass der in demselben zu verwahrende Vorrath für die längste regenlose Zeit von 3 bis 6 Monaten ausreichen soll. Letzteres gilt z. B. nach Finetti als Regel im österreichischen Küstenlande, während Chiolich annimmt, dass die Cisternen einen Vorrath für 4 Monate fassen sollen.

Als Auffangeflächen dienen meistens die Dachflächen angrenzender Gebäude, zuweilen auch die angrenzenden Bodenflächen (Höfe, Plätze). Die erforderliche Grösse der Auffangefläche ergiebt sich aus der Bedingung, dass die gesammte auf dieselbe während der Zufuhrsperiode entfallende Niederschlagsmenge, abzüglich der auf jene Zeit entfallenden Verbrauchsmenge, gleich sein muss dem angenommenen Fassungsraum der Cisterne. Hiebei kann, mit Rücksicht auf die Verluste durch Verdunstung und Versickerung, auf eine Gewinnung von etwa 70 $^0/_0$ der Niederschläge gerechnet werden. Dieser Prozentsatz ist für kleinere Niederschläge allerdings zu gross, da diese zum grössten Theil durch Verdunstung und Versickerung verloren gehen, während aber anderseits nach Plate (ÖZ. 1878) angenommen werden kann, dass die heftigeren Niederschläge bis zu 80 $^0/_0$ nutzbares Wasser in die Cisternen abliefern. Erfahrungsgemäss genügt z. B. bei Bahnwächterhäusern eine Auffangefläche von ungef. 80 qm. Bei Trinkwassercisternen ist zu beachten, dass hiefür gewisse Dacheindeckungen als Auffangeflächen nicht geeignet sind, weil sie dem Wasser gesundheitsschädliche oder übelschmeckende Beimengungen zuführen, wie dies bei Eindeckungen mit Blei, Kupfer, Zink, Asphalt und auch bei Holz der Fall ist.

Die Filteranlagen haben den Zweck, das Niederschlagswasser von den gesundheitsschädlichen und den Geschmack beeinträchtigenden Verunreinigungen zu befreien, welche in Form von Staub etc. aus der Luft und von den Auffangeflächen mitgenommen werden. Zu diesem Zwecke werden Kies- oder Sandschichten verwendet, welche neben oder über dem Wasserbehälter in besonderen Kanälen oder Schächten verlegt sind, und von dem zufliessenden Wasser passirt werden, bevor es in den Wasserbehälter gelangt. Hiebei werden wo möglich verschiedene Korngrössen des Filtermaterials angewendet, so zwar dass bei vertikaler Filtrirung das gröbste Korn (höchstens von Haselnussgrösse) zu unterst kommt.

Die Leistungsfähigkeit der Filter ist sehr verschieden, je nach dem Grade der Verunreinigung des Wassers, der Beschaffenheit des Filtermaterials und der Höhe der Filterschichte, sowie der Wasserschichte über derselben. Unter gewöhnlichen Verhältnissen kann angenommen werden, dass bei einer Mächtigkeit des Filters von 0,6 m und einer Druckhöhe des Wassers von 0,5 m in 24 Stunden etwa 2 bis 2,5 cbm Wasser pro qm Filterfläche geliefert werden.

Zur Ablagerung der gröbsten Sinkstoffe werden auch besondere Setzkanäle, Senkschächte, Klärräume, Klärkammern oder Schlickfänge, entweder allein oder zusammen mit Filtern, sowie kleinere Vorfilter angewendet, welche zuweilen mit Kohle als Filtermaterial gefüllt werden. — Die Filter müssen zeitweilig gereinigt werden, was durch Abziehen der oberst angesammelten Schlammschichten, sowie durch Waschen und vollständiges Erneuern des Filtersandes geschieht.

Zur Vermeidung von Überfüllungen werden die Cisternen mit Überläufen versehen, welche gewöhnlich am Wasserbehälter angebracht sind. Um aber eine unnöthige Inanspruchnahme der Filter durch das auf diese Weise zum Ablauf kommende Wasser zu vermeiden, kann es zweckmässiger sein, den Überlauf über dem Filter oder über der Klärkammer anzubringen. Da ferner nach einer längeren regenlosen Zeit das erstliche Regenwasser besonders unrein ist, so werden auch Vorrichtungen angewendet, wodurch dieses erstliche Regenwasser ganz abgeleitet wird.

Die Wasserentnahme aus den Cisternen geschieht entweder mittels Eimer, oder mittels Pumpe. Ersterer ist entweder mit einem Stiel von entsprechender Länge versehen, oder an einem Seil aufgehängt.

Taf. II, Fig. 1—1a. Wächterhaus-Cisterne der Udine-Pontebba-Bahn (Italien, erbaut 1874—78). Das Regenwasser wird am Dache des Wächterhauses aufgefangen, durch das Fallrohr *a* der Dachrinne in einen Setzkanal *b*, und von hier, ohne vorherige Filtrirung in den Wasserbehälter *c* abgeleitet. Vor dem Einlauf in den letzteren befindet sich ein Drahtgitter zum Schutz gegen ein Eindringen von gröberen Gegenständen, welches Gitter behufs Reinigung durch ein Mannloch von oben zugänglich ist. Der cylindrische Wasserbehälter *c* hat einen Fassungsraum von 12,56 cbm und ist bei *d* mit einem Überlauf versehen. Die Auffangefläche (ganze Dachfläche des Wächterhauses) beträgt 70 qm. — Bei dieser Anordnung ist infolge von mangelnder Filtrirung eine häufige Reinigung des Wasserbehälters erforderlich. Die Wasserförderung geschieht mittels Eimer, dessen Seil über die Rolle *c* gezogen wird.

Taf. II, Fig. 2. Cisterne mit Senkschacht zur Aufnahme von Sinkstoffen, vor dem Einlauf in den Wasserbehälter *c*. Als Auffangefläche ist hier die gepflasterte Hoffläche gedacht, von wo das Wasser durch den mittels eines Gitters abgesperrten Einlaufbrunnen *a* zum Senkschacht *g* gelangt. *d* ist der Überlauf, kann aber auch als Zulauf dienen, wenn dieser Kanal mit einer Dachrinne in Verbindung gebracht und der Zulauf vom Hofe abgesperrt wird.

„ Fig. 4. Wächterhaus-Cisterne der Karlstadt—Fiume—Bahn (Baujahr 1872—73). Hier ist die Klär- und Filterkammer zu einem einzigen cylindrischen Behälter *f* von grösserem Inhalt vereinigt, während der durch die Bodenöffnungen *e* mit dem Filter verbundene Wasserbehälter *c* nur einen verhältnissmässig kleinen Schöpfschacht bildet. Diese Anordnung hat zwar den Vortheil einer grossen Filterfläche und einer entsprechend grossen Leistungsfähigkeit des Filters, sowie dass das Wasser nur im Verhältniss des Verbrauches filtrirt wird. Hiedurch wird also vermieden, dass von dem filtrirten Wasser bei längerem Stehen, grössere Mengen wieder schlecht werden, während damit aber andererseits wieder der Nachtheil verbunden ist, dass bei geringerem Verbrauch das über dem Filter befindliche Wasser durch Berührung

mit den dort abgelagerten Sinkstoffen verschlechtert wird, sowie dass bei heftigerem Verbrauch der filtrirte Vorrath nicht ausreicht.

Das Filter besteht hier aus 6 Lagen Kies von verschiedener Korngrösse (Wellsand bis Apfelgrösse), was aber als eine zu weit gehende, kostspielige Sortirung angesehen werden muss, da doch die Hauptaufgabe des Filtrirens der obersten Schicht zufällt, während die zwischenliegenden hauptsächlich ein Durchfallen der oberen Massen verhindern, und die untersten Schichten die Wassermassen sammeln sollen. Als Sammelflächen dienen hier theils Dachflächen theils der umgebende Boden.

Taf. II, Fig. 5—5 a. Wächterhaus-Cisterne der istrischen und dalmatinischen Staatsbahnen (erbaut 1875—76), wobei das Filter *f* über der Decke des viereckigen Wasserbehälters liegt. Die Auffangefläche besteht aus einem tellerförmigen gepflasterten Theil *a* der Bodenfläche von nur 50 qm, was als zu wenig angesehen werden muss. Das aufgefangene Wasser gelangt durch zwei Einläufe in den Filterraum, von wo es wieder durch die zwei auf den anderen Seiten gelegenen Wasserspeier in den Wasserbehälter *c* gelangt. Letzterer hat einen Inhalt von 10 cbm.

„ Fig. 6 & 7. Venezianer-Cisternen, bei denen der Klärraum *b* in den Filtersand *f* eingebettet, und dieser nebst dem Wasserbehälter *c* von einem besonderen wasserdichten Behälter *a* umschlossen ist, welcher entweder wie bei Fig. 6 aus Lehm oder wie in Fig. 7 aus Cementmauerwerk besteht. Der Klärraum besteht aus einem ringförmigen Kanal, welcher entweder wie in Fig. 6 nur aus in den Sand eingebetteten Hohlziegeln besteht, oder wie in Fig. 7 noch mit Bodenplatten versehen ist, deren Fugen behufs Durchsickerung des Wassers offen sind. Das Wasser gelangt in diesen Kanal durch die Einlänfe *d* vom Hofraum, oder durch Seitenkanäle welche mit den Fallrohren von Dachrinnen in Verbindung stehen. Der Wasserbehälter *c* besteht im oberen Theil aus wasserdichtem Mauerwerk, während er unten auf ca. 0,6 m Höhe für den Eintritt des filtrirten Wassers mit offenen Fugen versehen ist. Es sind dies sehr zweckmässige Cisternen, welche überall dort zu empfehlen sind, wo reiner Filtersand leicht zu erhalten ist.

„ Fig. 8—8 a. Cisterne der »Fünf Brunnen« (Cinque pozzi) in Zara. Dieses interssante Bauwerk, gehörend der Bäckerei des dortigen Militär-Verpflegsamtes, hat verschiedene bemerkenswerthe Eigenthümlichkeiten aufzuweisen. Dasselbe besteht aus einem langgestreckten überwölbten Kellerraum, wovon Fig. 8 einen Theil des Grundrisses und Fig. 8 a einen Theil des Querschnittes vorstellt. Dieser Raum ist durch zwei durchbrochene Mauern in der Längenrichtung in drei Abtheilungen geschieden, von denen die mittlere wieder durch Querwände in fünf Abtheilungen zerfällt, die jede für sich eine Cisternenanlage mit Filtersandfüllung *f* und Wasserbehälter *c* ausmacht, während die äusseren Räume *b* als Klärkammern dienen (4 an der Zahl). Das von den Dächern kommende Regenwasser gelangt durch zwei Einlänfe *a* in diese Kammern, von wo es durch die Sandfilter in horizontaler Richtung nach den Wasserbehältern durchsickert.

Behufs innerer Ventilation sind die Einfassungsmauern der Wasserbehälter nicht bis zum Deckengewölbe emporgeführt, sondern unmittelbar über der Filterfüllung abgestuzt, und ist derüber im Gewölbe eine Öffnung mit einem besonderen Aufsatz versehen, welcher den äusseren Schöpfbrunnen bildet. *k* ist ein unter den Filtern durchlaufender Überlaufs- und Entleerungskanal, welcher mit den Klärkammern in Verbindung steht.

„ Fig. 9—9 a. Cisterne am Hafen zu Pillau. Das von Dachflächen aufgefangene Regenwasser fliesst durch Rinnen, Abfallrohre und Thonrohrleitungen zunächst den drei Klärkammern (Schlickfängen) *B* zu, von wo es durch das mit Kies und Sand gefüllte Filterbassin *F* nach dem Sammelbrunnen gelangt. Die horizontal schraffirten Mauerflächen sind aus Lochsteinen bezw. mit offenen Fugen hergestellt. *G* ist ein Überlauf. Die Kosten der Anlage beliefen sich auf 5,200 Rmk.

B. Brunnen.

§ 1. Allgemeines.

Je nach der Lage der wasserführenden Schichten und der Ergiebigkeit und Reinheit des Grundwassers erhalten die zur Gewinnung desselben anzulegenden Brunnen verschiedene Tiefen, und liefern Wasser von verschiedener Menge und Güte. Das beste Wasser pflegt man zu bekommen, wenn man mit dem Brunnen innere Quellen erreichen kann. Nachdem wasserführende Schichten nicht nur in losem Erdboden, sondern auch im Felsboden vorkommen, so können Brunnen bei beiderlei Beschaffenheit des Bodens zur Ausführung kommen, jedoch ist im ersteren Falle zur Aufnahme des Erddruckes immer ein Bekleidungsmantel erforderlich, während bei Felsboden ein solcher Mantel entbehrlich sein kann. Je nach der Beschaffenheit dieses Mantels unterscheidet man dann hölzerne, gemauerte und eiserne Brunnen. Brunnen von grösserer Weite werden auch Schachtbrunnen, und eiserne Brunnen von kleinerem Durchmesser Rohrbrunnen genannt. Bei wechselnder Weite nennt man letztere auch Teleskopbrunnen. Man unterscheidet ferner gewöhnliche und s. g. artesische Brunnen, von denen sich letztere dadurch kennzeichnen, dass in denselben das Wasser durch inneren Druck von selbst mehr oder weniger hoch, eventuell bis zu einer gewissen Höhe über der Bodenfläche, emporsteigt.

Die Brunnen werden ferner mit durchlässigem oder undurchlässigem Mantel ausgeführt. Die letztere Anordnung, wobei das Wasser nur durch die Sohle des Brunnens eindringt, eignet sich besonders bei grobkiesigem wasserreichem Boden, und dort wo das Wasser aus grösserer Tiefe bezogen werden soll, weil sich hier die Wirkung des Brunnens bis auf die nächste undurchlässige Erdschicht erstreckt, ohne dass es nöthig ist, denselben bis zu dieser Schicht niederzuführen. Es werden nämlich hier, bei Entleerung des Brunnens, die unter demselben befindlichen Wassermassen durch den Druck des über dem Brunnenboden befindlichen Wassers emporgepresst. Während man bei grobkörnigem Boden das Wasser unmittelbar durch die Brunnensohle und die Wandfugen eindringen lässt, ist es bei feinkörnigem Erdreich oft nöthig in den Brunnen ein besonderes Filter einzulegen (Filterbrunnen).

Hölzerne Brunnen haben den Vortheil grösserer Billigkeit bei der ursprünglichen Anlage, jedoch den Nachtheil geringerer Dauer, sowie dass durch das Verfaulen des Holzes das Wasser leicht einen schlechten Geschmack bekommt. Dieselben werden daher meistens nur zu untergeordneten Zwecken und bei geringeren Tiefen angewendet. Bei Anwendung von Stein- oder Eisenmaterial ist

zu beachten, dass bei Steinbrunnen die Mantelschlitze höchstens $\frac{1}{7}$, bei eisernen Brunnen aber $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$ der ganzen Mantelfläche ausmachen können. Demnach kann bei Berücksichtigung der verschiedenen Wandstärke nach Taaks (HZ. 1896, S. 378) für gleiche Leistungsfähigkeit das Verhältniss der äusseren Durchmesser von steinernen und eisernen Brunnen wie 4 : 1, und eine dem entsprechend geringere Erdbewegung beim Absenken, bezw. eine raschere und billigere Herstellung angenommen werden. Auch können eiserne Brunnen eventuell wieder herausgezogen und anderwärtz verwendet werden, wogegen aber dieselben der Zerstörung durch Verrosten ausgesetzt sind.

Jeder Brunnenanlage soll die Kenntnissnahme über die Grundwasserverhältnisse der fraglichen Stelle vorausgehen. Hiebei kann ausser der geognostischen Kenntniss des Bodens, oft die Beobachtung der Vegetation von Nutzen sein, indem das Vorkommen von Binsen und anderen Sumpfpflanzen oft die Stellen erkennen lässt, wo wasserführende Schichten der Oberfläche am nächsten sind. Die zuverlässigsten Aufklärungen erhält man aber durch unmittelbare Untersuchung des Bodens mittels Erdbohrer, indem man hiebei nicht nur über die Bodenbeschaffenheit sondern auch über die Qualität und Quantität des Grundwassers Kenntniss erhalten kann.

Die Ergiebigkeit eines Brunnens kann durch Probepumpen mittels einer Pumpe von bekannter Leistungsfähigkeit auf folgende Weise bestimmt werden. Ist L die Leistungsfähigkeit der Pumpe und M die Ergiebigkeit des Brunnens in cbm in der Stunde, und F die Fläche des Wasserspiegels, so ist bei einer Senkung des Wasserspiegels um h Meter in t Stunden,

$$Lt = Fh + Mt$$

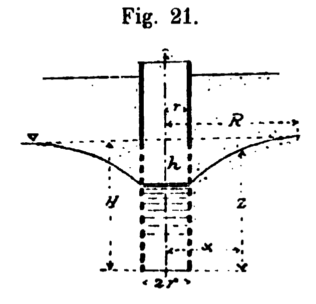
Steigt dann der Wasserspiegel beim Stillstand der Pumpe in der Zeit t_1 wieder um h, so ist

$$Mt_1 = Fh, \text{ daher } Lt = Mt_1 + Mt \text{ und}$$

$$M = \frac{Lt}{t + t_1}$$

Bobretzky entwickelt nach letzterer Formel eine graphische Darstellung der Ergiebigkeit eines Brunnens (ÖZ. 1893, S. 451). Die Kenntniss der Ergiebigkeit ist namentlich bei Projektirung maschineller Förderung erforderlich, da die Leistungsfähigkeit des Pumpwerkes zur Ergiebigkeit des Brunnens in einem bestimmten Verhältniss stehen muss, wenn der Betrieb ein ununterbrochener sein soll.

Fig. 21.



Bei der Entnahme von Wasser aus einem Brunnen tritt um denselben herum entsprechend nebenstehender Fig. 21 eine Depression des Wasserspiegels ein, welche sich bei einem Brunnen mit durchlässigen Wänden auf folgende Weise bestimmen lässt. Ist H die Höhe des ursprünglichen Wasserspiegels über dem Brunnenboden und z die Höhe des durch die Entnahme gesenkten Wasserspiegels in der Entfernung x von der Brunnenachse, so ist die Durchflussgeschwindigkeit an jener Stelle

$$v = k_1 \frac{dz}{dx},$$

daher, wenn k_2 den Durchlässigkeitskoefficienten des Bodenmaterials bezeichnet, die dort ringsum durchfliessende sekundliche Wassermenge

$$Q = 2\, x \pi z \,.\, k_2 \,.\, k_1 \frac{dz}{dx} \quad \text{und, wenn } k_2 k_1 = k$$

$$z^2 = \frac{Q}{\pi k} \log\text{nat}\, x + C$$

Da für $x = r$, dem Brunnenradius, $z = H - h$, so ist

$$z^2 = \frac{Q}{\pi k} \log\text{nat} \frac{x}{z} + (H - h)^2$$

wonach die Depressionsfläche eine parabolische Fläche ist. Da für $x = R$, $z = H$ wird, so ist

$$Q = \pi k \frac{H^2 - (H - h)^2}{\log\text{nat} \frac{R}{r}}, \quad \text{und } h = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \log\text{nat} \frac{R}{r}}$$

Nachdem also die Wassermenge Q nur mit dem Logarithmus des Brunnenhalbmessers wächst, so hat letzterer keinen grösseren Einfluss auf die Wassermenge, als dass z. B. ein Brunnen von 4 m Durchmesser nur ungefähr $1^1/_2$ mal soviel Wasser liefert wie ein solcher von 0,4 m Durchmesser, dessen Querschnittsfläche somit bloss $^1/_{100}$ der vorigen ausmacht. Es ist daher im Allgemeinen eine grössere Anzahl kleiner Brunnen vortheilhafter, als ein einziger grosser (vergl. die diesbezügl. Untersuchungen von Lueger, Smreker und Forchheimer, L. — LL. II, S. 734 — ZdI. 1881, S. 283, 354 — HZ. 1886).

§ 2. Ausführung der Brunnen.

Die Ausführung der Schachtbrunnen geschieht entweder durch Herstellung einer bis zur vollen Brunnentiefe ausgegrabenen, mit freien oder verbölzten Wänden versehenen Grube (bezw. eines Schachtes), welche entweder selbst als

Brunnen dienen, oder in deren Innerem derselbe aufgeführt und seitlich verschüttet wird, oder dieselben werden durch Absenken, unter Aushub des Bodens aus dem Innern als s. g. Senkbrunnen hergestellt, wie selbe im »Grundbau» des Verfassers näher beschrieben sind. Hiebei geschieht im ersteren Falle das Ausheben des Bodens im Bereiche des Grundwassers durch unmittelbares Graben unter Wasserhaltung, wobei im Boden stets eine Vertiefung (Sumpf) ausgegraben, und das sich dort sammelnde Wasser mittels Eimer oder Pumpe emporgefördert wird. Statt dessen können auch (nach einem namentlich in Amerika üblichen Verfahren) neben der Baugrube Rohrbrunnen entsprechend tief niedergeführt, und durch deren Auspumpen der Wasserspiegel bis zur gewünschten Tiefe gesenkt werden (vergl. Sc. Am. 1891, Suppl. S. 13273 — CBl. 1896 N:o 2, S. 543). Bei Senkbrunnen kann im Bereich des Grundwassers auch Baggerung zur Anwendung kommen.

a) Hölzerne Brunnen. Die hölzernen Brunnen erhalten immer einen viereckigen Querschnitt, und bestehen die Wände entweder aus vertikalen Bohlen- oder Bretterschaaren, welche an den Stössen durch viereckige Holzkränze (Geviere) gegen die Erde gespreizt werden, oder es werden hiefür bei grösserem Brunnenquerschnitt, beweglicherem Boden, und behufs grösserer Dauerhaftigkeit horizontale Bohlenschaaren oder Blockwände aus stärkeren Rundhölzern oder gezimmerten Balken angewendet. Bei der Ausführung als Schacht kommen gewöhnlich vertikale Bretterschaaren zur Anwendung (vergl. »Grundbau» Bodenuntersuchungen mittels Schächten), es können hiebei aber auch Blockwände zur Ausführung kommen, wie dies z. B. in Russland vielfach üblich ist, wobei die Wände durch Ausgraben der Erde und Einschieben neuer Balken allmählich nach abwärtz verlängert, und zur Erreichung einer grösseren Bodenfläche, bezw. eines grösseren Fassungsraumes im unteren Theil trichterförmig erweitert werden (vergl. GC. 1888—89, Tome XIV, S. 411).

b) Steinerne Brunnen. Diese bestehen aus Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk, oder aus Stampfbeton. Bei Ausführung als Senkbrunnen erhalten dieselben am unteren Ende nach Art der Gründungsbrunnen einen hölzernen oder eisernen Kranz (Schling), welcher durch Ankerstangen mit den oberen Theilen des Mauerwerks verbunden wird, um hiedurch ein Losreissen einzelner Theile des Mauerwerks zu verhindern.

c) Eiserne Brunnen erhalten gusseiserne oder schmiedeiserne Wände (erstere bei grösseren Schachtbrunnen) und kommen entweder als Senkbrunnen durch Ausbaggern, Ausbohren oder Ausspühlen des Bodens, oder ohne Aushebung des letzteren, als eingerammte oder eingeschraubte Rohrbrunnen zur Ausführung.

Im letzteren Falle geht das Rohr unten in eine Spitze aus, und ist zum Durchlassen des Wassers mit Schlitzen versehen, deren Weite sich nach der Korngrösse des Bodenmaterials zu richten hat, um ein Eindringen desselben in das

Rohr und ein Verstopfen der Schlitze möglichst zu vermeiden. Hiegegen werden aber auch andere Mittel angewendet, und zwar kann bei gemischtem, grob- und feinkörnigem Bodenmaterial, eventuell schon ein stärkeres Auspumpen genügen, indem hiedurch der feine Sand aus der nächsten Umgebung des Rohres entfernt wird. Ein anderes Verfahren besteht darin, dass um den Brunnen herum eine gröbere Filterschicht in der Weise erzeugt wird, dass zuerst ein Rohr von grösserer Weite unter Aushebung des Bodens auf die volle Tiefe abgesenkt, in dasselbe das eigentiche, mit Schlitzen versehene Brunnenrohr eingelassen, der freie Zwischenraum zwischen den beiden Rohren mit Filtermaterial ausgefüllt, und sodann das äussere Rohr wieder emporgezogen wird. Man kann auf diese Weise durch Anwendung mehrerer in einander geschobenen Rohre auch mehrere Filterschichten verschiedener Korngrösse einbringen. Ein weiteres Mittel besteht darin, dass in den unteren Theil des mit genügend weiten Schlitzen versehenen Brunnenrohres ein nach oben offener, mit kleineren Schlitzen versehener Filterkorb eingesetzt, und der Zwischenraum zwischen diesem Korb und der Brunnenwand durch zwei eingesetzte Spülröhren zeitweilig in der Weise gereinigt wird, dass in das eine Rohr Spülwasser eingepresst und durch das andere emporgefördert wird (wie beim »Spülbohren» — vergl. »Grundbau»). Der in den Brunnen dennoch eingedrungene Schlamm kann dann durch zeitweiliges Auspumpen mittels eines Saugrohrs beseitigt werden.

Die H e r s t e l l u n g s k o s t e n der Brunnen sind mit der Querschnittsfläche direkt proportional, nehmen aber in stärkerem Verhältniss als die Tiefe zu, so zwar dass dieselben erfahrungsgemäss gleich gesetzt werden können:

$$K = F(aH + bH^2)$$

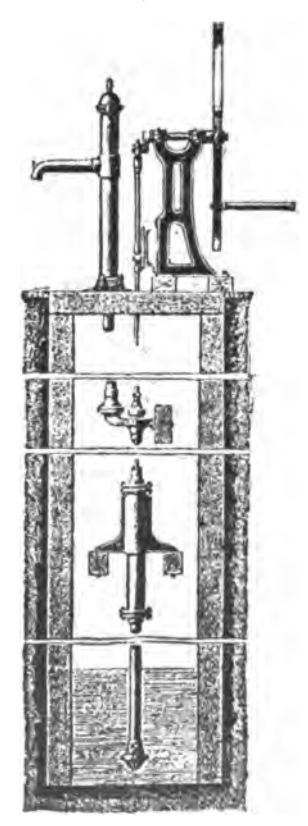
worin F die Querschnittsfläche, H die Tiefe des Brunnens, sowie a und b Erfahrungskoefficienten sind, welche von der Bodenbeschaffenheit und den sonstigen örtlichen Verhältnissen abhängen, und durch Vergleich mit ausgeführten Brunnen ermittelt werden können. So berechnet z. B. der Brunnenbaumeister Heinr. Anger in Nordhausen für das Ausschachten der Brunnengrube, erforderlichen Falls Auszimmerung derselben und das Aufführen des Mauerwerks ausschliesslich Baumaterialien pro 1 qm Grundfläche und 1 m Tiefe:

Über dem Wasserstand		Unter dem Wasserstand	
In Thon-, Kies-, Sand- oder Lehm-Schichten	In Gerölle oder Fels-Schichten	In Thon-, Kies-, Sand- oder Lehm-Schichten	In Gerölle oder Fels-Schichten
bis 3 m Tiefe 9—12 Mk	bis 3 m Tiefe 12—24 Mk	bis 3 m Tiefe 13,50—20 Mk	bis 3 m Tiefe 15—30 Mk
» 6 » » 12—15 »	» 6 » » 15—30 »	» 6 » » 16,50—23 »	» 6 » » 18—36 »
» 9 » » 15—18 »	» 9 » » 18—36 »	» 9 » » 19,50—26 »	» 9 » » 21—42 »
» 12 » » 18—21 »	» 12 » » 21—42 »	» 12 » » 22,50—29 »	» 12 » » 24—48 »
» 15 » » 21—24 »	» 15 » » 24—48 »	» 15 » » 25,50—32 »	» 15 » » 27—54 »
» 18 » » 24—27 »	» 18 » » 27—54 »	» 18 » » 28,50—35 »	» 18 » » 30—60 »
» 21 » » 27—30 »	» 21 » » 30—60 »	» 21 » » 31,50—38 »	» 21 » » 33—66 »
— — — — — — —	— — — — — — —	— — — — — — —	— — — — — — —
» 36 » » 42—45 »	» 36 » » 45—90 »	» 36 » » 46,50—53 »	» 36 » » 48—96 »
» 39 » » 45—48 »	» 39 » » 48—96 »	» 39 » » 49.50—56 »	» 39 » » 51—102 »

Taf. II, Fig. 10 Beispiele eines h ö l z e r n e n Blockwandbrunnens (linke Hälfte), und eines runden g e m a u e r t e n Brunnens. Die Wände sind hier bis zu ungef. 1 m Höhe über dem Erdboden verlängert, um bei der Wasserentnahme mittels Schöpfeimer als Brustwehr zu dienen. Bei der Wasserentnahme mittels Pumpe kann letztere für Handdetrieb oder für Maschinenbetrieb angeordnet sein. Im ersteren Fall ist die Pumpvorrichtung entweder am Förderrohr angebracht (vergl. Taf. II, Fig. 12) oder daneben, wie in nebenstehender Textfigur 22. Hiebei wird das Pumprohr an hölzernen oder besser eisernen Querbalken oder Konsolen befestigt, welche in den Brunnenwänden eingemauert sind.

Beim Maschinentrieb befindet sich im Brunnen nur ein einfaches Saugrohr, welches durch eine unterirdische Leitung mit dem mehr oder weniger entfernten Pumpenhaus in Verbindung steht.

Fig. 22.



1: 70

Gemauerter Brunnen mit Handpumpe.

Taf. II, Fig 11. S c h a c h t b r u n n e n aus M a u e r w e r k und E i s e n des Wasserwerkes der Stadt N y m w e g e n (Holland). Die Ausführung geschah in der Art, dass der Aushub des Bodens auf die obersten 8 m Tiefe im Trockenen, in einer trichterförmigen unverspreizten Baugrube erfolgte, von deren Boden der gemauerte Brunnentheil in Backsteinen aufgeführt wurde. Sodann wurde der untere, aus 1 m hohen und 30 mm starken, durch Flantschen mit einander verbundenen gusseisernen Ringen bestehende Theil, als Senkbrunnen, unter Aushebung des Bodens mittels Vertikalbagger, hergestellt. Hierauf wurde die Sohle des Brunnens, durch welche allein das Wasser Zutritt hat, mit einer 3 m hohen Filterschicht bedeckt, die zu unterst aus 6 bis 8 cm grobem Kies und darauf allmählich feiner werdendem Sand besteht. Der Boden besteht aus scharfem Sand.

Der Brunnen liefert bis zu 150 cbm Wasser pro Stunde, bei deren Entnahme eine Spiegelsenkung von 3 m eintritt.

Taf. II, Fig. 12—12 a. Gewöhnlicher Rohrbrunnen (Schlagrohrbrunnen, Abessinischer Brunnen) mit Handpumpe, zuerst angewendet in Amerika von I. L. Norton (1861—65, daher auch Norton-Brunnen genannt). Derselbe eignet sich bei wasserführenden Sand- und Kiesschichten bis zu etwa 8 m Tiefe, und besteht aus einem schmiedeisernen Rohr von etwa 5 bis 10 cm Durchmesser, welches eventuell aus mehreren Theilen zusammengesetzt sein kann und im unteren Theile mit Löchern und Schlitzen *a* versehen ist. Am äussersten Ende ist zur Erleichterung des Eindringens in den Boden eine Stahlspitze *s* aufgesetzt. Die Pumpe ist eine gewöhnliche Saug- und Hubpumpe, welche am einfachsten mit Kugelventilen *v* (Fig. 12 a) versehen ist.

„ Fig. 13—17. Verschiedene Arten des Einrammens von Rohrbrunnen. Hiezu wird ein Schlagwerk angewendet, bestehend aus einem eisernen Rammklotz (Rammbär) *c*, und einem zur Aufnahme der Schläge bestimmten Aufsatz *b*, welcher entweder aus einem Theil besteht, und entsprechend Fig. 13 und 14 an die Schraubengewinde des oberen Rohrendes aufgeschraubt wird, oder zweitheilig ist, und mittels Klemmschrauben an beliebiger Stelle am Rohre befestigt wird (Fig. 15 & 17).

Die Bewegung des Rammklotzes geschieht entweder aus freier Hand oder derselbe wird nach Art der Zugrammen mittels Zugseilen emporgezogen, welche über Rollen laufen. Im ersteren Falle ist der Klotz entweder wie in Fig. 13 an einer Stange befestigt, deren unteres Ende im Rohre auf- und abgleitet, während das obere Ende als Handhabe dient, oder derselbe gleitet längs dem Rohre, und ist zum Anfassen mit seitlichen Handhaben *d* versehen (Fig. 15). Bei der zweiten Anordnung können die Seilrollen entweder wie in Fig. 13 in einer Gabel sitzen, welche von einer in das Rohr gesteckten und gegen das obere Ende desselben gestützten Stange getragen wird, oder dieselben hängen an einem am Rohre selbst befestigten Bündel *f* (Fig. 16), oder an einem besonderen Dreifussgerüst (Fig. 17). Statt des Einrammens kann bei Rohrbrunnen auch ein Einschrauben nach Art der Schraubenpfähle (siehe »Grundbau«) in Frage kommen.

„ Fig. 18. Artesischer Brunnen, dessen Wirkungsweise darin besteht, dass eine durch das Brunnenrohr erreichte wasserführende Schicht *b* unten und oben von wasserdichten Schichten *a* eingeschlossen ist und sich so weit nach höher gelegenen Punkten erstreckt, dass das Grundwasser an der Brunnenstelle bei *c* unter Druck steht, und im Brunnen emporgetrieben wird. Die Möglichkeit der Herstellung artesischer Brunnen ist daher von der Beschaffenheit und Formation der Erdschichten abhängig, und können an einer und derselben Stelle in verschiedenen Tiefen solche, Druckwasser führende Schichten angetroffen werden. *)

Da derartigere innere Quellen mit besserem und reichlicherem Wasser erst in grösseren Tiefen vorzukommen pflegen, so müssen artesische Brunnen oft bis zu sehr bedeutenden Tiefen abgesenkt werden, und werden meistens mittels Erdbohrer hergestellt, wobei dann das nachgeschobene Futterrohr als Brunnen dient. So reichen z. B. die zwei ältesten artesichen Brunnen von Paris, nämlich jener von Grenelle und jener von Passy bis in die über 500 m tief gelegene ca. 50 m mächtige Grünsandschicht, welche zwischen der Kreide und dem Jurakalk des Pariser Beckens liegt. Der am linken Seine-Ufer gelegene Brunnen von Grenelle wurde in den Jahren 1833—41 mit einem Kostenaufwande von 390,000 Frcs hergestellt, hat eine Tiefe von 548 m und lieferte anfangs in Bodenhöhe täglich 3000 cbm, dann in den sechziger Jahren 950 cbm, und in letzterer Zeit aber nur noch 350 cbm Wasser von 27,4° C. Der am rechten Flussufer gelegene Brunnen von Passy (erbaut 1855—60) reicht bis zu 586,5 m Tiefe, hat einen Durchmesser von 0,6 m und lieferte anfangs täglich 16,200 cbm

*) Die aus dem Orient herstammenden artesischen Brunnen haben ihren Namen von der französischen Grafschaft Artois, woselbst sie auf europäischem Boden im Mittelalter zuerst zur Ausführung kamen.

Wasser von 28 ° C, während er gegenwärtig nur noch 6600 bis 6500 cbm liefert. Schliesslich hat der in neuerer Zeit (1887) ausgeführte artesische Brunnen auf der Place Hébert eine Tiefe von 719 m, einen Rohrdurchmesser von 1,06 m und eine Wassertemperatur von 30 ° C.

Die Wasserabnahme dieser Brunnen wird theils der erhöhten Entnahme durch das Hinzukommen weiterer Brunnen, theils Verstopfungen durch den Sand zugeschrieben (vergl. AB. 1861 — CI 1865, S. 495 — CBl. 1888, S. 420 — ÖW. 1885, S. 164 — ÖZ. 1895, N:o 31). *)

III. Stauwerke (Wehre).

A. Allgemeines.

§ I. Zweck und Wirkungsweise der Stauwerke.

Die Stauwerke bezwecken ein künstliches Aufstauen, bezw. eine Erhöhung des Wasserspiegels der Gewässer, behufs Ableitung von Wasser in Seitengerinne (Werkskanäle, Wasserversorgungskanäle, Schiffahrtskanäle etc.) sowie zur Erreichung grösserer Tiefen und zur Minderung der Geschwindigkeit in fahrbaren Gewässern und solchen Wasserläufen, wo durch die zu grosse Geschwindigkeit das Bett der Zerstörung ausgesetzt ist, als auch behufs unmittelbarer Bewässerung von Ländereien durch Überstauung, und zur Regulirung der Seestände. Es sollen jedoch hier nur die den eigentlichen Aufstau bezweckenden, Wehre und Schleusen benannten Anlagen, nicht aber diejenigen Anlagen einbegriffen sein, welche eine Magazinirung von Wasser oder ein Zurückhalten von Geschieben in Thälern zum Zwecke haben (Staudämme, Thalsperren).

Da bei einem Wasserlauf jede Querprofilverminderung einen Aufstau zur Folge hat, so bestehen die Wehre im Allgemeinen aus wand- oder dammartigen Konstruktionen welche sich über einen Theil oder die ganze Breite des Wasserlaufes erstrecken, und sich entweder vom Boden nur bis zu solcher Höhe erheben, dass das aufgestaute Wasser überstürzt, oder dass dasselbe ohne überzustürzen durch die Wand selbst, oder seitlich von derselben einen Abfluss findet.

Die stauende Wirkung des Wehres macht sich als s. g. Rückstau auf den oberhalb des Wehres befindlichen Theil des Wasserlaufes in der Weise geltend, dass die aufgestaute Wasserfläche, die s. g. Staukurve bildend, von ihrer grössten Erhebung über dem ursprüngligen Wasserspiegel über der Wehrkrone allmählich in den ursprünglichen Wasserspiegel übergeht. Die Höhe des gestauten Wasserspiegels über dem ungestauten, unmittelbar hinter dem Wehr, wird die Stauhöhe und die horizontale Länge der Staukurve die Stauweite genannt. Während oberhalb

*) Vergl. Edm. Herzog, Wasserversorgung mittelst Artesicher Brunnen, Wien, Spielhagen & Schurich 1895.

des Wehres das s. g. Oberwasser bei Eintritt des Beharrungszustandes auf diese Weise aufgestaut wird, ändert sich das Unterwasser durch den Stau nicht weiter, als dass durch das überstürzende Wasser in nächster Nähe des Wehres grössere unregelmässige Bewegungen entstehen. Bei geschiebeführenden Gewässern sind die Stauverhältnisse insoferne einer Veränderlichkeit unterworfen, als sich durch Ansammlung von Sinkstoffen hinter dem Wehr allmählich eine eventuell bis zur Wehrkrone reichende neue Sohle bildet.

§ 2. Eintheilung der Wehre.

Es giebt verschiedene Arten von Wehren, je nach ihrer Grundrissform, Konstruktion uud Wirkungsweise.

Taf. II, Fig. 19 zeigt die verschiedenen Grundrissformen der Wehre, und zwar nennt man *a* ein gerades, *b* schiefes, und *e* gekrümmtes Wehr, während *c*, *d* und *f* gebrochene Wehre sind. Gerade Wehre haben den Vortheil der kleinsten Länge und entsprechend geringerer Kosten; dieselben verdienen in geradlinigen Strecken meistens den Vorzug vor den schiefen, welche nebst der grösseren Länge auch noch den Nachtheil haben, dass durch das senkrecht zur Wehrrichtung überstürzende Wasser das eine Ufer der Zerstörung ausgesetzt sein kann. Dagegen können in Krümmungen schiefe Wehre zur Ableitung des Wassers von dem sonst bedrohten konkaven Ufer angezeigt sein. Die gebrochenen Anordnungen *c* und *d* sowie die gekrümmte Form *e* eignen sich an Stellen wo eine grössere Festigkeit erforderlich, indem sich diese Wehre nach Art der Gewölbe gegen die Ufer stemmen, nebstdem sie den Vortheil haben, dass sie die überstürzenden Wassermassan nach der Mitte zu koncentriren, und daher die Ufer weniger gefährden, sowie das Bett in einer günstigen Form erhalten. Die gebrochene Form *f* kann bei stark und plötzlich wechselnden Wasserständen in Frage kommen, indem dann die zur Stromrichtung senkrechten Theile als s. g. bewegliche Wehre angelegt werden, während der mittlere, parallel zur Stromrichtung ausgeführte Theil, ein festes Überfallwehr bildet, über welches bei plötzlich eintretendem Hochwasser dieses stets einen Abfluss findet. Hiedurch werden bei einem Versäumen des Öffnens der beweglichen Wehrtheile Überschwemmungen vermieden.

Zuweilen werden Wehre nur über einen Theil der Flussbreite ausgeführt, und heissen dann unvollkommene Wehre. Die frei gelassene Öffnung kann sich dann in der Mitte oder seitwärtz befinden und dient zum Durchlassen heftiger Hochwässer, welche sonst Überschwemmungen verursachen könnten, ferner für die Durchfahrt von Schiffen und Flössen, sowie für den Durchgang von Fischen.*)

Handelt es sich jedoch nur um den Durchgang der Fische, so genügen zu diesem Zwecke auch s. g. Fischwege, wie solche im Anhange besonders besprochen werden sollen.

Man unterscheidet ferner feste und bewegliche Wehre, von denen erstere in ihrer Form und Wirkungsweise unveränderlich sind, während letztere

*) Nach dem finnischen Wasserrecht soll in der Regel $\frac{1}{3}$ der Breite zu genannten Zwecken frei gelassen werden (die s. g. Königsader = »kungsådran»).

eine Veränderung des Durchflussprofils ermöglichen. Die beweglichen Wehre können entweder für sich allein, oder zusammen mit festen Wehren zur Anwendung kommen, und zwar entweder zur Absperrung des obgenannten freien Theils unvollkommener Wehre, als s. g. Schleusen (Ablässe — Grundablässe, Grundschleusen wenn sie tiefer hinab reichen), oder als Aufsätze auf festen Wehren, zur zeitweiligen Vergrösserung ihrer Höhe. Übrigens werden zuweilen auch bewegliche Wehre, welche über die ganze Breite reichen, Schleusen oder Stauschleusen genannt. Bei der Ableitung des Wassers in Seitengerinne pflegt sowohl dieses s. g. Kunstgerinne, als auch die von demselben eventuell abgezweigten Freigerinne durch derartige Schleusen absperrbar zu sein.

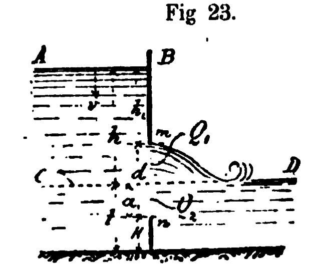
Der Höhe nach unterscheidet man noch Überfallwehre oder vollkommene Überfälle, wenn die Wehrkrone über den ungestauten Wasserspiegel reicht, und Grundwehre oder unvollkommene Überfälle, wenn dies nicht der Fall ist. Grundwehre werden gewöhnlich nur als s. g. Stauschwellen zum Zwecke der Schifffahrt angewendet, um den Wasserstand über Untiefen zu haben. Es kann aber sonst auch ein Überfallwehr, bei höheren Wasserständen, in ein Grundwehr übergehen.

§ 3. Theorie des Staues.

Für die Praxis ist die Kenntniss der Beziehungen zwischen der Stauhöhe und der Wehrhöhe, sowie die Kenntniss der Gestaltung der Staukurve von Wichtigkeit, da aus den ersteren Beziehungen die für eine gegebene Stauhöhe erforderliche Konstruktion des Wehres hervorgeht, während die Gestaltung des Staues oberhalb der Wehranlage für die Interessen der oberen Anwohner (Grund- und Werksbesitzer) von Wichtigkeit ist, indem durch den Rückstau Überschwemmungen von Landgebieten oder Fallhöhenverluste bei Fabriksanlagen bedingt sein können. Es können dann zur Verhinderung dieser Unzukömmlichkeiten bewegliche Wehre erforderlich sein, bei denen die grösste zulässige Stauhöhe (das s. g. Stauziel) durch eine neben dem Wehre angebrachte Marke (Markpfahl, Aichpfahl) festgestellt ist.

I. *Beziehungen zwischen der Stauhöhe und der Wehrhöhe.*

Fig 23.



Schützenöffnung.

Man kann diese Beziehungen von den Ausflussgesetzen einer Wandöffnung (Schützenöffnung) $m\ n$ (Teztfig. 23) nach einer älteren Auffassung in folgender Weise herleiten. Wird die Ausflussmenge des oberhalb der äusseren Wasserfläche CD befindlichen Theils der Öffnung von der Höhe $h - h_1$ mit Q_1, und diejenige des unteren Theils von der Höhe a mit Q_2 bezeichnet,

so ist bei einer Breite b der Öffnung, die sekundliche Ausflussmenge eines in der Tiefe z unter der Oberfläche AB befindlichen Öffnungselementes von der Höhe dz, für den oberen Theil

$$d\,Q_1 = \mu_1\, b\, dz \sqrt{2g\left(z + \frac{v^2}{2g}\right)}$$

wenn v die Geschwindigkeit der Senkung des Wasserspiegels AB, bezw. die mittlere Zuflussgeschwindigkeit zur Öffnung, daher $\frac{v^2}{2g} = k$ die s. g. Geschwindigkeitshöhe oder Druckhöhe (um welche somit zur Erreichung derselben Wirkung bei konstantem Wasserspiegel die Höhe z zu vergrössern wäre), der Wurzelausdruck die Ausflussgeschwindigkeit bezeichnet, welche gleich ist der Geschwindigkeit des freien Falles von der Höhe $z + \frac{v^2}{2g}$, und μ_1 der s. g. Ausflusskoefficient ist, durch welchen der Reibungs- und Kontraktionswiderstand der Öffnung berücksichtigt wird. Demnach ist

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1\, b \sqrt{2g}\left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - (h_1 + k)^{\frac{3}{2}}\right] \quad \ldots\ldots (1$$

Beim unteren Theil der Öffnung ist für sämmtliche Elemente die Druckhöhe konstant gleich $h + k$, daher

$$Q_2 = \mu_2\, b\, a \sqrt{2g\,(h + k)} \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

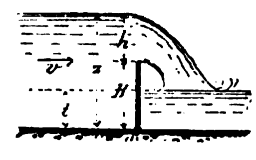
Es ist daher die gesammte Ausflussmenge aus einer solchen Öffnung

$$Q = Q_1 + Q_2 = b\sqrt{2g}\left\{\left[\frac{2}{3}\mu_1\,(h + k) + \mu_2\, a\right]\sqrt{h + k} - \frac{2}{3}\mu_1\,(h_1 + k)\sqrt{h_1 + k}\right\} \quad (3$$

worin $\mu_1 = 0{,}65$ bis $0{,}7$, $\mu_2 = 0{,}62$ bis $0{,}7$ zu setzen wäre (Mrt). *)

Ältere Stauformeln.

Fig. 24



Überfallwehr.

a) Überfallwehre. Bezeichnet hier v die Geschwindigkeit des vor dem Wehre ankommenden Wassers und h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Wehrkrone (Textfig. 24), so ist nach Gl. (1, da $h_1 = 0$, die überstürzende Wassermenge

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1\, b\sqrt{2g}\left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^3\right]$$

$$h = \left[\frac{3Q}{2\mu_1\, b\sqrt{2g}} + k^{\frac{3}{2}}\right]^{\frac{2}{3}} - k$$

und wenn z die aufgestaute Wassertiefe, sowie H die Höhe des Wehres

$$H = z - h$$

*) Vergl. Weisbach, Mechanik. — Rühlmann, Hydraulik.

Hierin wäre nach Eytelwein bei Wehren ohne Flügelwände $\mu_1 = 0{,}632$ und bei vorhandenen Flügelwänden und guter Abrundung der Wehrkrone $\mu_1 = 0{,}855$, nach Weisbach $\mu_1 = 0{,}8$ zu setzen. Ferner ist $v = \frac{Q}{F}$, wenn F die Fläche des aufgestauten Querprofils unmittelbar hinter dem Wehre ist.

Bei sehr breiter Wehrkrone ist (nach Hütte):

$$Q = 0{,}35\, b \sqrt{2g}\, (h + k)^{\frac{3}{2}}$$

worin h die Höhe des Wasserspiegels über der Wehrkrone unmittelbar hinter dem Wehre. Über der Wehrkrone senkt sich jedoch derselbe, und hat dort eine Höhe

$$e = \frac{2}{3}(h + k)$$

Bei Vernachlässigung von k erhält man nach Dubuat

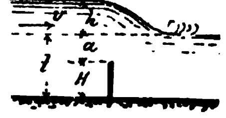
$$Q = \frac{2}{3}\, \mu_1\, bh \sqrt{2gh}$$

welche Formel zu der auf Seite 46 genannten Bestimmung der Abflussmenge mittels Aufstauung benutzt werden kann. Hiebei kann für die meisten Fälle $\mu_1 = 0{,}55$ bis $0{,}65$ angenommen werden. Frese setzt für einen vollkommenen Überfall von beliebiger Breite, bei einer Kanaltiefe t, wenn $b > h$

$$\mu_1 = \left(0{,}6150 + \frac{0{,}0021}{h}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{t}\right)^2\right]$$

giltig für $h = 0{,}1$ bis $0{,}5$ m. Bei genaueren Berechnungen kommt auch noch die Breite b des Durchflusses und jene des Kanals in Betracht (vergl. Msr. I. § 82).

Fig. 25.



Grundwehr.

b) Grundwehre. Hier ist, wenn entsprechend neben stehender Fig. 25 die ursprüngliche Tiefe mit t und die Niveaudifferenz (Stauhöhe) mit h bezeichnet wird, nach Gl. (3, für $h_1 = 0$

$$Q = b\sqrt{2g}\left\{\left[\frac{2}{3}\mu_1 (h + k) + \mu_2\, a\right]\sqrt{h + k} - \frac{2}{3}\mu_1\, k\sqrt{k}\right\}$$

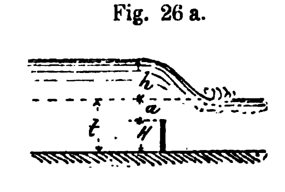
$$a = \frac{Q + \frac{2}{3}\mu_1\, bk\sqrt{2gk}}{\mu_2\, b\sqrt{2g(h + k)}} - \frac{2}{3}\frac{\mu_1}{\mu_2}(h + k)$$

$$H = t - a$$

Nach Weisbach kann hier $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}8$ angenommen werden, während Redtenbacher $\mu_1 = 0{,}855$ und $\mu_2 = 0{,}62$ setzt.

Bei schiefen Wehren ist statt v in obigen Formeln $v \cos\alpha$ zu setzen, wenn α den Neigungswinkel des Wehres gegen die Normale zur Stromrichtung bezeichnet.

Fig. 26. Fig. 26 a.



Unvollkommenes Wehr.

c) Unvollkommene Wehre. Hier kann, unter Voraussetzung dass das Wehr als Grundwehr wirkt, die abfliessende Wassermenge entsprechend Textfig. 26—26 a in die drei Theile Q_1, Q_2 und Q_3 zerlegt werden, und ist dann, wenn b_0 die Länge und H die Höhe des Wehres, sowie b die ganze Breite zwischen den Wangen bezeichnet

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b \sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right]$$

$$Q_2 = \mu_2 b_0 (t - H) \sqrt{2g(h+k)}$$

$$Q_3 = \mu_2 (b - b_0) t \sqrt{2g(h+k)}$$

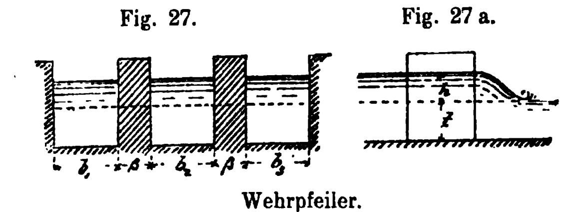
$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \text{ und}$$

$$H = \frac{\frac{2}{3}\mu_1\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 t \sqrt{h_1 + k}}{\mu_2 b_0 \sqrt{h+k}} b - \frac{Q}{\mu_2 b_0 \sqrt{2g(h+k)}}$$

Bei schiefen Wehren ist auch hier in Q_2 statt v der Werth $v \cos \alpha$ zu setzen.

d) Schleusenwehre und Grundablässe. Diese mit Textfig. 23 übereinstimmenden Wehranordnungen werden nach Formel (3 auf Seite 73, berechnet.

Fig. 27. Fig. 27 a.



Wehrpfeiler.

e) Wehrpfeiler. Die bei beweglichen Wehren mitunter vorkommenden Pfeiler verursachen einen Aufstau h (Fig. 27—27 a), welcher desto grösser wird, je grösser die Anzahl und Dicke β der Pfeiler ist. Es muss daher hier, wie bei Brückenpfeilern, zur Vermeidung von Überschwemmungen durch Hochwässer die freie Öffnung $b' = b_1 + b_2 + b_3$ so gross sein, dass der höchste aufgestaute Wasserstand die zulässige Grenze nicht überschreitet. Wird hier wieder die über dem ursprünglichen Wasserspiegel durchfliessende Wassermenge mit Q_1, und die unter demselben mit Q_2 bezeichnet, so ist

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b' \sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right]$$

$$Q_2 = \mu_2 b' t \sqrt{2g(h+k)}, \text{ daher}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = b' \sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu_1\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 t \sqrt{2g(h+k)}\right\}$$

Daher die erforderliche lichte Weite b' bei einer grössten zulässigen Stauhöhe h

$$b' = \frac{Q}{\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu_1\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 t \sqrt{2g(h+k)}\right]}$$

Ist b die Gesammtbreite, und n die Anzahl Pfeiler, so ist die grösste zulässige Pfeilerdicke

$$\beta = \frac{b - b'}{n}$$

Neuere Stauformeln von Wex.*)

Die oftmals konstatirte ungenügende Übereinstimmung der angeführten Formeln mit den wirklichen Ergebnissen veranlasste Wex, auf Grundlage einer abweichenden Auffassung der Stauungsvorgänge, die nachfolgenden neueren Formeln aufzustellen, welche von einzelnen Verfassern als zuverlässiger angesehen werden, als die vorigen (vergl. Msr. — Rh.).

α) **Überfallwehre.** Bezeichnet wie früher Q die sekundlich überstürzende Wassermenge, b die Breite der Wehröffnung, h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Wehrkrone, s_1 die Summe aller hydraulischen Drücke an der Wehrkrone, und s dieselbe Summe für den Wasserspiegel, so ist

$$Q = \frac{2}{3}\mu\, b \sqrt{2g}\left(\frac{h}{s_1 - s}\right)\left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right)$$

$$s = \frac{v^2}{2g}\left(1 + \frac{B - b}{b} \cos^2 \frac{\varepsilon}{2}\right)$$

$$s_1 = s + h + \frac{4\,BH}{bh} \cdot \frac{v^2}{2g} \cos^2 \frac{\eta}{2}$$

worin B die Flussbreite, v die Zuflussgeschwindigkeit, ε der Winkel den die Wehrflügel mit dem Flussufer bilden, η der Böschungswinkel, und H wie früher die Höhe des Wehres ist.

Für den Ausflusskoefficienten wurde von Wex aus den Versuchen von **Francis, Fteley** und **Stearns** die nachfolgende Formel aufgestellt

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}3655 + 0{,}02357\left(\frac{b}{B}\right) + \frac{0{,}002384}{h} + 0{,}00305\, b$$

Ist jedoch die Breite b des Überfalls gleich der Breite B des Zuflusskanales, so ist

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}4001 + \frac{0{,}0011}{h} + 0{,}00048\, b \text{ zu setzen.}$$

β) **Grundwehre.** Hier wird die Abflussmenge in zwei Theile Q_1 und Q_2 zerlegt, von denen ersterer über, und letzterer unter dem ursprünglichen Wasser-

*) Gust. Ritter von Wex, Hydrodynamik, Leipzig 1888.

spiegel abfliesst (Textfig. 25), so dass $Q = Q_1 + Q_2$. Bezeichnet hier wieder h die Niveaudifferenz, so ist unter sonstiger Beibehaltung der früheren Bezeichnungen

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b\sqrt{2g}\left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right)$$

$$Q_2 = \mu_2 b\sqrt{2g}\left(\frac{t - H - n\frac{c^2}{2g}}{s_2 - s_1}\right)\left(s_2^{\frac{3}{2}} - s_1^{\frac{3}{2}}\right),$$

$$s = \frac{v^2}{2g}\left[1 + \left(\frac{B - b}{2}\right)cos^2\frac{\varepsilon}{2}\right]$$

$$s_1 = s + h + \frac{nc^2}{2g}$$

$$s_2 = s_1 + \frac{2v^2 BH\,cos^2\frac{\eta}{2}}{bg\left(t - H - n\frac{c^2}{2g}\right)}$$

worin c die Abflussgeschwindigkeit des Unterwassers und $n\frac{c^2}{2g}$ die vom letzteren verursachte Nachsaugung, $n = 0{,}67$ und t die mittlere Tiefe des noch nicht gestauten Flusses bezw. des Unterwassers bedeutet. Ist der eingetauchte Theil der Öffnung im Verhältniss zur ganzen Öffnung klein, so kann

$$Q_2 = \mu_2 b\left(t - H - n\frac{c^2}{2g}\right)\sqrt{2g\left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)}$$

gesetzt werden.

Für die Druckhöhen $h = 0{,}196$ bis $0{,}341$ m ist zu setzen

$$\frac{2}{3}\eta_1 = 0{,}4001 + \frac{0{,}00316}{h} + 0{,}00018\,b$$

$$\mu_2 = 0{,}5274 + 0{,}00048\,b$$

und für grössere Druckhöhen

$$\frac{2}{3}\mu_1 = 0{,}4001 + \frac{0{,}00244}{h} + 0{,}00048\,b$$

$$\mu_2 = 0{,}5346 + 0{,}00048\,b$$

γ) Schleusenwehre und Grundablässe. Liegt hiebei wie in Textfig. 23 die Fläche des Unterwassers unter der obersten Kante der Schleusenöffnung, so ist, wenn d die Höhe der Öffnung

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\left(\frac{d + n\frac{c^2}{2g} - t}{s_1 - s}\right)\left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right)$$

$$Q_2 = \mu_1 b \left(t - H - n \frac{c^2}{2g}\right) \sqrt{2 g s_1}$$

$$s = \frac{v^2}{2g} \left\{ 1 + \frac{1}{2b}(B-b) + \frac{B}{2b}(t + h - d) \right\} + h + t - d$$

$$s_1 = s + d + n \frac{c^2}{2g} - t$$

Reicht dagegen das Unterwasser über die Schleusenöffnung, so ist, wenn mit H die Höhe der Wehrschwelle bezeichnet wird

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left(\frac{d}{s_1 - s}\right) \left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}\right)$$

$$s = \frac{v^2}{2g} \left\{ 1 + \frac{1}{2b}(B-b) + \frac{B}{2db}[t + h - (H + d)] \right\} + h + n \frac{c^2}{2g}$$

$$s_1 = s + \frac{v^2}{2g} \frac{4BH}{db} \cos^2 \frac{\eta}{2}$$

Diese Formeln werden wesentlich vereinfacht, wenn das Oberwasser aus einem grossen See besteht, wofür $v = o$ ist.

Darin ist für den freien Ausfluss aus den in breiteren Zuflusskanälen eingebauten Schützenöffnungen, bei welchen am ganzen Umfange der Ausflussöffnung Kontraktionen stattfinden

$$\mu = 0{,}5708 + 0{,}01355 \sqrt{\frac{d}{h + \frac{d}{2}}} + 0{,}02109 \sqrt{\frac{1}{d}} + 0{,}00431\, b$$

und bei freiem Ausfluss aus den in der ganzen Breite der Gerinne eingebauten Schützen ohne erhöhte Schwellen, also ohne Seiten- und ohne Bodenkontraktion

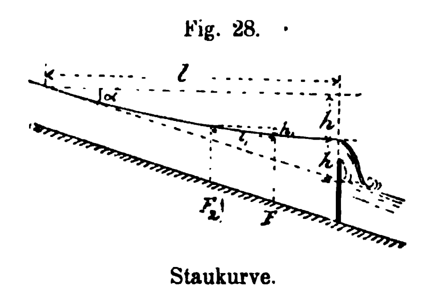
$$\mu = 0{,}5751 - 0{,}01898 \sqrt{\frac{d}{h + \frac{d}{2}}} + \frac{0{,}00144}{d} + 0{,}00048\, b$$

Schliesslich ist nach den Versuchen von Bornemann

$$\mu_1 = 0{,}4988 + 0{,}14965 \frac{\sqrt{d}}{t - H - \frac{d}{2}} + 0{,}00305\, b$$

II. *Bestimmung der Staukurve.*

Nach einer älteren Regel von Dubuat und d'Aubuisson (vergl. Ch.) kann die Staukurve bei geraden und regelmässigen Strecken von mässigem Gefälle an-


Fig. 28.

Staukurve.

nähernd als eine Parabel angenommen werden, welche ihren Scheitel über der Wehrkrone hat und sich an die ursprüngliche Wasserfläche tangirend anschliesst. Ist daher h die Stauhöhe und α der Neigungswinkel des ungestauten Wasserspiegels gegen die Horizontale (Textfig. 28), so lässt sich die Parabel unmittelbar konstruiren, bezw. berechnen, und wäre hiernach die Stauweite annährend

$$l = \frac{2h}{tg\alpha} = \frac{2h}{J}$$

Nachdem aber der Aufstau an jeder Stelle oberhalb des Wehres eine Vergrösserung des Querprofils, und somit eine Verminderung der Geschwindigkeit zur Folge hat, welche wieder auf das nächste oberhalb befindliche Querprofil verzögernd zurückwirkt, so muss die Staukurve in Wirklichkeit eine Kurve sein, welche sich der ursprünglichen Wasserfläche asymptotisch nähert, ohne sie je zu erreichen. Hiebei wird aber auf jeden Fall in einer gewissen Entfernung vom Wehre die Stauhöhe so klein, dass sie kleiner ist, als die Schwankungen des Wasserspiegels durch die Strömung, und kann daher der Aufstau von dieser Stelle an praktisch vernachlässigt, und ihre Entfernung vom Wehre als die Stauweite betrachtet werden. Nach Rühlmann kan diese Stelle dort angenommen werden, wo die Stauhöhe nur noch 0,005 bis 0,01 der ursprünglichen Wassertiefe beträgt.

Eine genauere Bestimmung der Staukurve, bezw. der Stauhöhe an beliebiger Stelle, ist nur auf Grund der Theorie der ungleichförmigen Bewegung des Wassers, wie selbe früher entwickelt worden ist, möglich. Demnach ist, wenn F_1 und F_2 zwei aufgestaute Querprofile in der gegenseitigen Entfernung l_1, der Höhenunterschied des Wasserspiegels dieser zwei Stellen, ensprechend Gl. (2 auf Seite 45

$$h_1 = Q^2 \left(\frac{F_1^2 - F_2^2}{2g F_1^2 F_2^2} + \zeta \frac{(p_1 + p_2)(F_1 + F_2)}{4 F_1^2 F_2^2} l_1 \right)$$

Hiedurch kann man bei einer Reihe von Querprofilen $F_1, F_2, F_3 \ldots$ in gegenseitigen Entfernungen $l_1, l_2, l_3 \ldots$ die durch die Höhenunterschiede $h_1, h_2, h_3 \ldots$ festgestellten Punkte der Staukurve bestimmen. Allein da hiebei, unter Voraussetzung dass die Stauhöhe neben dem Wehre gegeben, nur das erste dieser Stauhöhe entsprechende Querprofil F_1 und Q bekannt sind, so kann die Bestimmung von $h_1, h_2 \ldots$ nur versuchsweise nach der Regula falsi, in der Art geschehen, dass man ausgehend von F_1 und p_1 zuerst schätzungsweise (etwa mit Hilfe der vorgenannten Parabel) einen Werth für h_1 annimmt, mit dessen Hilfe F_2 und p_2 ermittelt, welche in obige Gleichung eingesezt einen richtigeren Werth von h_1 liefern. Sollte dieser Werth eine grössere

Abweichung von dem ursprünglich angenommenen zeigen, so wird jetzt mit dessen Hilfe F_2 und p_2 berechnet, welche in die Formel eingesetzt einen genaueren Werth von h_1 ergeben. In gleicher Weise wird, ausgehend von F_2 und p_2 der folgende Höhenunterschied h_2 bestimmt u. s. w.

Von besonderer Schwierigkeit ist hiebei die richtige Wahl des Erfahrungskoefficienten ζ. Bei regelmässigen Flüssen kann derselbe mit Hilfe der für die gleichförmige Bewegung des Wassers angegebenen Formeln bestimmt werden. So ist auf Grund der Kutter'schen Formel

$$c = \sqrt{\frac{\gamma}{k}} = \sqrt{\frac{1}{\zeta}} = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

$$\text{daher } \zeta = \left[\frac{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}\right]^2$$

Für die meisten Fälle kann aber die einfachere Darcy-Bazin'sche Formel genügen, und ist dann

$$c = \sqrt{\frac{1}{\zeta}} = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}, \text{ somit } \zeta = \alpha + \beta\frac{p}{F}$$

B. Konstruktion der Wehre.

§ I. Feste Wehre.

Feste Wehre können im Allgemeinen dort angewendet werden, wo bei den höchsten Wasserständen durch den Stau keine schädlichen Überschwemmungen eintreten können, und wo bei fahrbaren Gewässern auch bei höheren Wasserständen für Schiffe oder Flösse eine Durchfahrt durch das Wehr nicht in Frage kommt. Die festen Wehre bestehen aus dem eigentlichen Wehrkörper und den gewöhnlich dessen Anschluss an die Ufer vermittelnden Wangen oder Widerlagern. Ersterer hat den Zweck den Aufstau zu bewirken, während letztere durch ein entsprechend tiefes Eingreifen in die Ufer eine Umspülung des Wehres verhindern sollen.

Der Wehrkörper besteht aus dem auf der Stauseite gelegenen Vorboden, der Krone oder dem Rücken, und dem nach dem Unterwasser zu gelegenen

Abfall mit dem Hinter- oder Abschussboden. Unterhalb des letzteren befindet sich eventuell noch ein mehr oder weniger langes Sturzbett, bestehend aus einer künstlichen Befestigung des Flussbodens (Sturzbodens) gegen Unterwaschen durch das überstürzende Wasser. — Der Vorboden fällt entweder ganz weg, oder besteht derselbe aus einer etwas geneigten Ebene od er gekrümmten Fläche und hat den Zweck, die Geschiebe, das Eis und andere schwimmende Gegenstände ohne Stoss über die Krone gleiten zu lassen. — Die Wehrkrone ist den grössten Angriffen ausgesetzt, weshalb dieselbe eine besondere Sorgfalt in der Ausführung erfordert und möglichst abzurunden ist. — Der Abfall ist entweder senkrecht, oder besteht derselbe aus einem Abschussboden in Form von vertikalen Absätzen (Stufenwehr), oder in Form von einer schiefen Ebene, oder einer gekrümmten Fläche. Da bei senkrechtem Abfall durch das unmittelbar niederstürzende Wasser der Flussboden stark angegriffen wird, ist diese Anordnung gewöhnlich nur bei Wehren kleinerer Höhe anwendbar, wo der Flussboden entweder aus Felsen besteht, oder durch ein besonders starkes Sturzbett gegen Auskolkung geschüzt wird.

Bei stufenförmigem Hinterboden wird die stossende Kraft des Wassers zum Theil von den Absätzen aufgenommen, wodurch zwar der Sturzboden weniger angegriffen wird, dafür aber das Wehr selbst mehr der Zerstörung ausgesetzt ist, und daher ausser einer stärkeren Konstruktion auch eine oftere Nachbesserung erfordert. Es sind daher im Allgemeinen die stufenförmigen Wehre aus diesem Grunde weniger zu empfehlen.

Der schiefe Abschussboden ist eine zweckmässige, und daher sehr häufig angewendete Form, indem hiebei durch den schiefen Abfluss, bei entsprechend grosser Länge, weder der Boden noch der Wehrkörper einem stärkeren Angriff ausgesezt ist. Bei kleinerer Länge bezw. steilerer Neigung eines solchen Abschussbodens muss der Sturzboden auf eine entsprechende Länge stärker befestigt werden.

Gekrümmte Abschussböden von konkaver Form haben eine ähnliche Wirkung wie die Stufenwehre, indem auch hier die Strömung zum Theil schon auf dem Wehrkörper gebrochen wird, ohne dass jedoch letzterer wie bei den Stufenwehren in höherem Grade der Zerstörung ausgesezt ist. Hiedurch wird also hier der Sturzboden in geringerem Grad angegriffen als bei schiefem Abschussboden, namentlich wenn die Abschussfläche am unteren Ende etwas nach aufwärtz gebogen ist, wodurch die abstürzenden Wassermassen zurückgeworfen und verzögert werden (vergl. Taf. III, Fig. 1).

Die Befestigung des Sturzbodens geschieht durch Steinwürfe und Pflasterungen, eventuell nach vorheriger Abdeckung des Bodens mittels Reisig, Faschinen oder Sinkstücken, nebstdem hiebei auch Pfahlreihen oder Flechtzäune zwischen den Steinen zur Anwendung kommen. Auch wird der Sturzboden zuweilen mit einem Bohlenbelag versehen.

Der **Anschluss an die Ufer** geschieht bei kleineren Wehren mitunter nur durch entsprechend tiefes Eingreifen des Wehrkörpers in die Ufer, unter gleichzeitiger Befestigung der letzteren gegen die Angriffe des überstürzenden Wassers, gewöhnlich aber werden für den Anschluss besondere Wangen, Landpfeiler oder Widerlager gleicher Art angewendet wie die Widerlager der Brücken. Da hiebei die Ufer sowohl oberhalb durch den Stoss des aufgestauten Wassers gegen die Wangen, als auch unterhalb durch die Wirbel des überstürzenden Wassers angegriffen werden, so sollen dieselben auf eine entsprechende Länge oberhalb und unterhalb des Wehres durch Pflasterung befestigt sein. Zu dem Zwecke ist es auch gut das Gerinne unmittelbar unterhalb des Wehres entsprechend zu verbreitern.

Dem Materiale nach werden die festen Wehre aus Holz allein, aus Holz zusammen mit losem Erd- oder Steinmaterial, aus losem Steinmaterial allein, aus Mauerwerk bezw. Beton allein, oder zusammen mit losem Steinmaterial ausgeführt. Im Allgemeinen richtet sich die Konstruktion der Wehre hauptsächlich nach dem Charakter des Gewässers, der Grösse der Wassermassen und der Stauhöhe, der Bodenbeschaffenheit, und den verfügbaren Materialien.

a) Hölzerne Wehre.

Die hölzernen Wehre bestehen entweder aus einfachen, mehr oder weniger dichten Holzwänden, oder aus kastenförmigen Körpern mit zwei oder mehreren Längswänden, welche mit Erd- oder Steinmaterial hinterfüllt sind. Die Wände werden entweder von eingerammten Pfählen getragen, oder dieselben sind Theile von s. g. Steinkisten aus denen der Wehrkörper besteht. Wehre, bestehend aus einfachen Holzwänden sind im Allgemeinen nur anwendbar für kleinere Stauhöhen (bis zu etwa 0,6 à 1,0 m) und in kleineren Gewässern, da dieselben nicht geeignet sind, dem Drucke und der spülenden Kraft grösserer Wassermassen zu widerstehen.

Hölzerne Wehre können in holzreichen Gegenden mit Vortheil angewendet werden, weshalb sie namentlich in Amerika sehr beliebt sind und in grossartiger Weise zur Anwendung kommen.

Taf. II, Fig. 20. Grundwehr bestehend aus einer einfachen Pfahlwand, welche zu beiden Seiten durch Senkfaschinen gegen Unterspülung geschützt ist. Diese Anordnung wird meistens nur als Stauschwelle zu Schifffahrtszwecken angewendet.

„ Fig. 21—22. Wehre bestehend aus 2 oder 3 Pfahlreihen mit dazwischen eingelegten runden Holzstämmen, event. auch Faschinen. Der gegenseitige Abstand der Pfähle in jeder Reihe richtet sich nach ihrer Stärke, der Höhe des Wehres und der Beschaffenheit des Grundes.

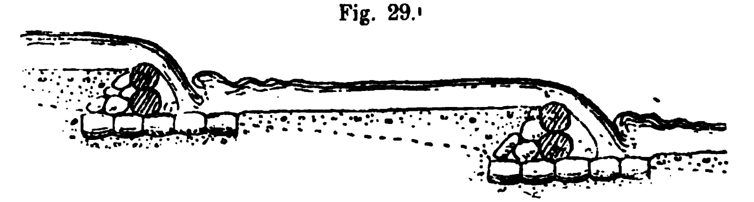
Diese Anordnungen haben zwar den Nachtheil einer geringen Dichtigkeit, können aber bei stark geschiebeführenden Gewässern dennoch gute Dienste leisten, indem sie dann bald durch die Geschiebe hinterfüllt, und gedichtet werden.

Verfasser hat z. B. bei Wildbächen in den Alpen solche Wehre bis zu etwa 3 m Höhe angewendet gesehen, die vollkommen dem Zwecke entsprachen und durch mehrere Jahrzehnte Stand hielten. Bei grösserer Höhe werden dort die Wände durch Ankerstangen mit dem Boden stromaufwärtz verankert. Die Fugen werden anfangs mit Moos etc. gedichtet.

Man benutzt diese Wehrkonstruktion auch als s. g. Grundschwellen zur Regulirung des Sohlengefälles, bezw. zur Minderung der Geschwindigkeit bei heftigen Gewässern, deren Gerinne sonst der Zerstörung ausgesetzt sind.

Nachstehende Fig. 29 zeigt eine solche Grundschwellen — Anordnung, wie sie bei den Wildbach — Verbauungen in der Elbe, Oder und Weichsel auf Öster-

Fig. 29.



1: 70.
Grundschwellen.

reichischem Gebiet angewendet wird. Zur Befestigung des Bodens dienen hier Faschinen. (ÖZ. 1894, S. 589 — CBl. 1895 N:o 24, S. 261).

Taf. II, Fig. 23. Gleiche Anordnung wie die vorigen, wobei jedoch behufs grösserer Dichtigkeit zwischen den Pfählen gezimmerte Balken (Blockwand) eingelegt sind.

„ Fig. 24—26. Einfache Spundwand- und Bohlwandwehre, bestehend aus einer Pfahlreihe mit übergelegtem Holm (Fachbaum) gegen welchen sich bei durchlässigem Boden eine genügend tief niedergeführte Spundwand lehnt (Fig. 24). Statt dessen kann auch die gewöhnliche Spundwand-Anordnung, bestehend aus Leitpfählen mit beiderseitigen Zwingen zur Anwendung kommen, zwischen denen die Spundbohlen eingeschlagen werden (Fig. 26). Bei festerem Boden kann auch eine etwas in den Boden eingreifende Bohlwand mit horizontal gelegten Bohlen in Frage kommen (Fig. 25). Die Befestigung des Sturzbettes geschieht hier durch Steinwürfe. Man verwendet diese Anordnungen gewöhnlich nur zu Stauschwellen, zur Regulirung der Fahrtiefen in schiffbaren Gewässern.

„ Fig. 27. Blockwand-Wehr auf Felsboden. Es ist dies somit die gleiche Anordnung wie Fig. 23, wobei jedoch die Wand durch Schraubenbolzen festgehalten wird, welche im Felsboden in ausgebohrten Löchern mittels Keil befestigt sind. Da diese Befestigung nur geringen Widerstand gegen die Stösse des Wassers, Eises etc. erbietet, ist die Wand von beiderseitigen Steinwürfen eingeschlossen.

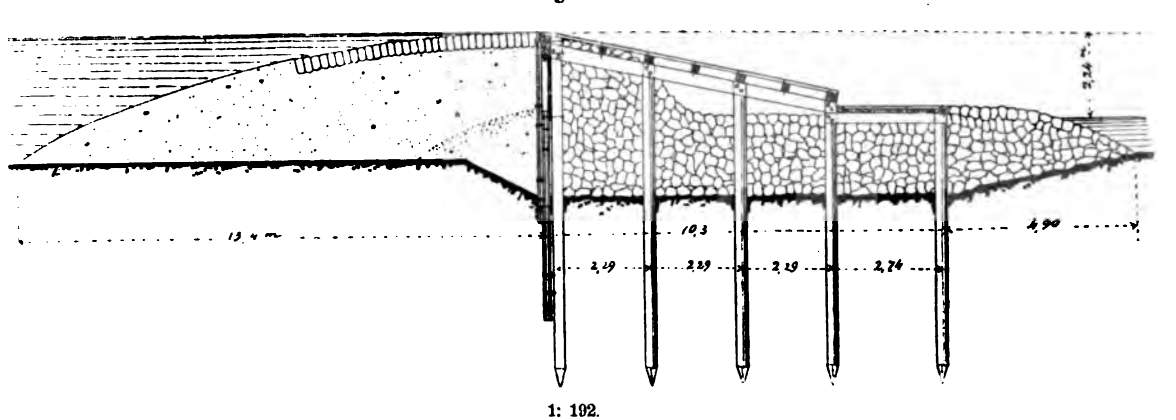
„ Fig. 28—30. Kleinere einwandige Überfallwehre mit hölzernem Sturzboden. Der Wehrkörper besteht hier entweder aus einer bis zum Fachbaum reichenden Spundwand (Fig. 28), oder die letztere reicht wie in Fig. 29 und 30 nur bis zur Bodenfläche, während der obere Theil eine Bohlwand mit horizontalen Bohlenlagen (event. gespundet) bildet, wodurch der Vortheil entsteht, dass dieser obere, mehr der Zerstörung durch Fäulniss etc. ausgesetzte Theil, leicht erneuert werden kann. Der Sturzboden besteht hier zum Theil aus einem dichten Bohlenbelag, welcher von verholmten Pfählen getragen wird und durch eine weitere Spundwand abgeschlossen ist, an welche sich eventuell noch eine Verlängerung des Sturzbettes aus Steinschüttung oder Pflasterung anschliesst. Fig. 29 zeigt überdies noch einen Vorboden nebst einer weiteren Spundwand auf der Oberwasser-Seite, zur Sicherheit gegen Unterspülung. Statt dessen kann es besser sein, auf jener Seite wie in Fig. 30 als Vorboden eine sanft ansteigende Steinschüttung anzubringen, welche zugleich für die Wand einen Schutz gegen die Angriffe des Eises, und anderer schwimmender Gegenstände, gewährt.

F. W. Schmidt empfiehlt derartige Wehre als Sohlstufen in kleineren Flussläufen mit stärkerem Gefälle, zum Zwecke des Fischereiwesens. Wird nebst

der hiedurch erreichten Minderung der Geschwindigkeit, unmittelbar unterhalb dieser Wehre das Flussbett weiherartig erweitert, so werden diese Wasserbehälter von den Fischen mit grosser Vorliebe aufgesucht. Zu diesem Zwecke empfiehlt es sich auch zur Erreichung einer ständigen grösseren Wassertiefe an diesen Stellen, dem Sturzboden eine kleine Neigung nach rückwärtz zu geben (CBl. 1895, S. 378).

Bei Anwendung der einfachen Holzwand für grössere Höhen sind jedoch zur Erreichung der nöthigen Stabilitat und Dichtigkeit besondere Anordnungen erforderlich. Nebenstehende Textfig. 30 zeigt ein solches grösseres Wehr in Illinois

Fig. 30.



1: 192.
Wehr im Illinoisfluss bei Kampsville.

bei Kampsville. Die aus einer doppelten Reihe von kräftigen Spundpfählen nebst einer horizontalen Bohlenverkleidung bestehende Wand, stützt sich hier mit dem oberen Ende durch Holme gegen vier Pfahlreihen, welche zugleich den schiefen Abschussboden tragen, der noch in einer Steinschüttung eine Verlängerung findet. Der Raum unter dem Abschussboden ist zur Stützung der Wand und der Pfähle sowie zur Sicherheit gegen Unterspülungen gleichfalls mit Steinschüttung ausgefüllt. Auf der Oberwasserseite schliesst sich an die Wand ein Erddamm von 13,4 m Breite, dessen abgerundete Oberfläche bis zur Wehrkrone ansteigt und bis zur halben Breite einen gepflasterten Vorboden bildet (ZfB. 1896, Ergänzungsheft Bl. X).

Taf. II, Fig. 31. Grösseres dreiwandiges Überfallwehr aus Holz und Erdmaterial, für etwa 2 m Stauhöhe und darüber. Der Wehrkörper besteht hier aus mehreren verholmten Pfahlreihen, welche auf den Holmen einen schiefen Vor- und Hinterboden tragen, und an welche sich vorne und hinten eine Bohlwand, oder bei mehr durchlässigen Boden eine Spundwand, anschliesst, nebstdem zur Erreichung einer grösseren Dichtigkeit unter dem Fachbaum eine solche Wand angeordnet ist. Die Zwischenräume unter den Wehrböden werden mit möglichst wasserdichtem Erdmaterial sorgfältig ausgestampft. Ist solches nicht leicht erhältlich, und wird eine grossere Dichtigkeit nicht beansprucht, so werden zur Füllung auch Geschiebe, Steinmaterial und Reisig verwendet. Da der Hinterboden einer stärkeren Abnützung ausgesetzt ist, so ist es zweckmässig denselben aus einem doppelten Bohlenbelag bestehen zu lassen, wovon der obere zeitweilig erneuert wird. Statt des in der Figur ersichtlichen stumpfen Zusammenstosses der beiden Böden über dem Fachbaum werden dieselben auch in letzteren eingelassen. In der Verlängerung des hölzernen Hinterbodens befindet sich noch ein steinernes Sturzbett.

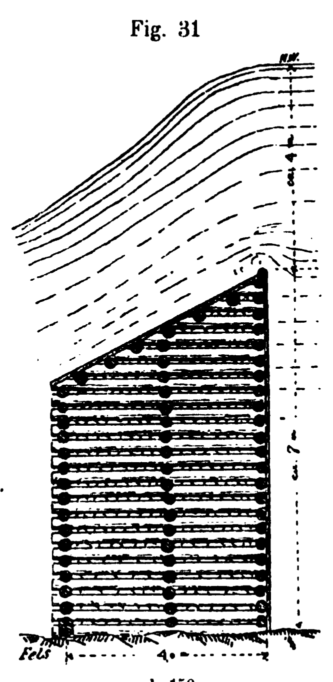
„ Fig. 32—35. (Siehe weiter unten).

„ Fig. 36. Doppelwandiges Wehr mit Vorboden, senkrechtem Abfall und Steinpackung zwischen den Wänden. Letztere bestehen aus zwei verholmten Pfahlreihen gegen welche sich eine Spund — oder Bohlwand lehnt.

Taf. II, Fig. 37. Stufenwehr gleicher Art wie das vorige. Der Stufenboden soll nicht tiefer als 1 bis $1\,^1/_2$ m unter der Wehrkrone liegen, und zur Erleichterung des Abgleitens der Geschiebe nach vorne geneigt sein.

„ Fig. 38. Einfaches Steinkistenwehr aus Rundholz, mit senkrechtem Abfall. Die Querwände erhalten einen gegenseitigen Abstand von etwa 2 m. In dieser Anordnung ist die Anlage nur bei sehr stark geschiebeführenden Gewässern anwendbar, wo die Zwischenräume der Steinpackung und der Raum hinter dem Wehre bald mit Geschieben und Schlamm ausgefüllt werden, und das Wehr abdichten. Besser ist es, wenn die rückseitige Wand eben gezimmert und mit einem kalfaterten Bohlenbelag versehen, sowie der Fuss mit Erdmaterial hinterfüllt wird. Solche Anlagen werden z. B. in Amerika bei Staudämmen unter Benutzung eines doppelten Bohlenbelages für sehr bedeutende Stauhöhen angewendet.

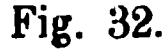
Fig. 31

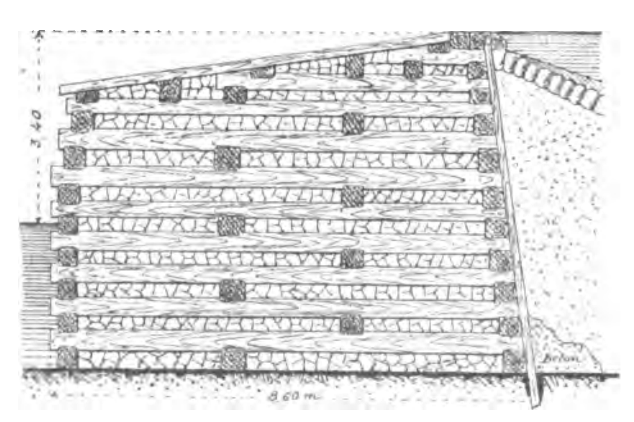


1: 150.
Steinkisten-Wehr im Drammenfluss.

Ein interessantes Beispiel dieser Art ist das in nebenstehender Textfigur 31 ersichtliche Wehr über den Drammenfluss der Embrets-Fall-Holzschleiferei in Norwegen. Die Anlage besteht aus Rundholz-Steinkisten mit lothrechten Aussenwänden und einer mittleren Längswand, sowie einem unter 60° gegen die Vertikale geneigten Abschussboden, welcher gleichwie die stromaufwärtz gelegene Aussenwand mit einem dichten Bohlenbelag versehen ist. — Dieses Bauwerk ist insofern bemerkenswerth, als es bei seiner beträchtlichen Höhe von ca. 7 m und einer grössten Wassertiefe von ca 11 m nur eine Beite von 4 m besitzt, infolge dessen die Stabilität augenscheinlich eine sehr geringe ist. Während des Frühjahr-Hochwassers 1895 wurde auch ein Theil des Wehres auf 40 m Länge fortgerissen, wobei allerdings eine höher oben im Flusse losgerissene Steinkiste gegen das Wehr angeschwemmt wurde. Dieser zerstörte Theil wurde dann durch einen massiven Steinbau von der in Textfig. 38 ersichtlichen kräftigen Form ersetzt (NTT. 1897, S. 8).

„ Fig. 39. Steinkistenwehr aus gezimmerten Hölzern mit schiefem Abschussboden, im Schuylkillflusse bei Plymouth in Pennsylvanien (erbaut 1858). Dasselbe hat eine Kronenbreite von 1,22 m, eine Gesammtbreite von 5,49 m eine Höhe von 3,8 m und eine Höhe der Wehrkrone über dem Niedrigwasser von 2,36 m. Das Wehr ruht auf Felsboden, ist auf der Rückseite mittels einer Spundwand gedichtet, und mit Stein- und Erdmaterial hinterfüllt.


Fig. 32.



1: 136.
Wehr im Schuylkillfluss.

Ein anderes Beispiel eines derartigen, in neuerer Zeit im gleichen Flusse ausgeführten Wehres von viel grösseren Dimensionen, zeigt nebenstehende Textfigur 32. In Anbetracht der grossen Breite des

Wehrkörpers wurden hier zur Verstärkung der Konstruktion nebst den zwei Aussenwänden noch zwei Zwischenwände in der Längenrichtung angeordnet. Der Boden besteht aus hartem Thon, in welchen auf der Rückseite behufs Dichtung eine am Fusse mittels Beton und im Übrigen mit lehmigem Erdmaterial hinterfüllte Spundwand geschlagen wurde. Die Oberfläche dieser Hinterfüllung ist gepflastert (NA. 1889, S. 30).

Taf. II, Fig. 40. Älteres Steinkistenwehr über den Schuylkill bei Fair Mount. Dasselbe wurde für die Wasserleitung von Philadelphia ausgeführt, und hat eine Länge von 357 m.

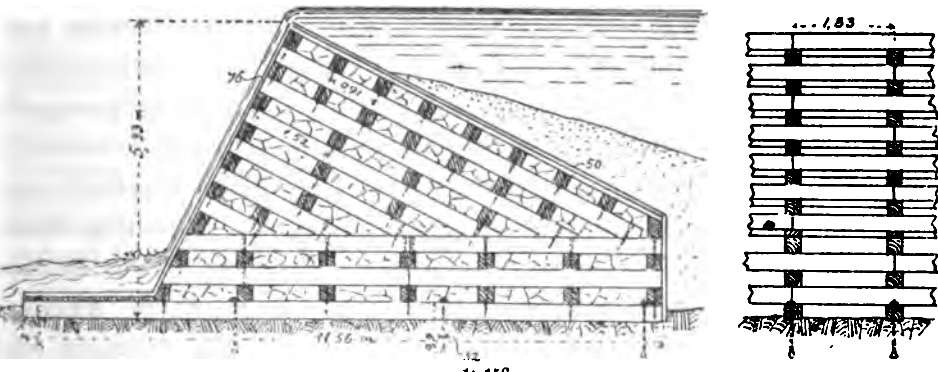
Diese Anordnungen erscheinen jedoch weniger zweckmässig, da hiebei der Boden des Sturzbettes durch die unmittelbar niederfallenden Wassermassen sehr der Auskolkung ausgesetzt ist, wenn auch durch den schiefen Abschussboden dem entgegengewirkt wird.

Die nachfolgenden Textfiguren 33, 34 nnd 35 zeigen noch einige weitere Variationen neuerer amerikanischer Steinkistenwehre mit Stufen, welche in dieser Beziehung zweckmässiger sind. Es sind dies bezw. das Wehr über den Fox River bei Appleton (ZfB. 1895, Ergänzungsheft Bl. VII), ein Wehr über den Bear River für die Bewässerungsanlagen im Thale dieses Flusses (Engg. Nws. 1896, Feb. 6, S. 84), und ein Wehr über den Ottava River (Sc. Am. 1883 II S. 255). Bei diesen Wehren erscheint auch der ansteigende Vorboden sehr zweckmässig.

Fig. 33.

1: 170.
Wehr über den Fox River bei Appleton.

Fig. 34. Fig. 34 a.

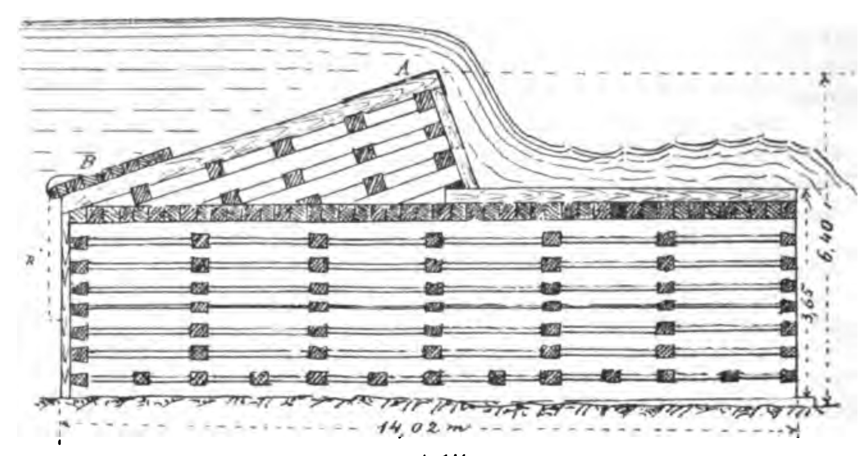


1: 156.
Wehr über den Bear River.

Speciell das Ottava-River-Wehr (Textfig. 35) ist eine der grossartigsten Wehranlagen, indem es sich, bei einer Wassertiefe von 0,6 bis 5,8 m, über eine Flussbreite von 559 m erstreckt. Die Ausführung geschah im offenen Wasser, ohne Fangdämme, in der Weise, dass zuerst der untere, 14,02 m breite und 3,65 m hohe Theil durch Absenken von Kisten auf den Felsboden hergestellt wurde, welche in so grossen gegenseitigen Abständen zu stehen kamen, dass das Wasser zwischen denselben abfliesen, und dann oben über Wasser der durchgehende schiefe Aufsatz hergestellt werden konnte. Auf dem unteren Ende dieses Aufsatzes wurden über den 113 Öffnungen Klappen *B* zwischen eisernen Scharnieren hergestellt, welche später, behufs Schliessung der Öffnungen nach abwärtz in die Stellung *B'* geklappt wurden. Es kann daher durch Aufziehen dieser Klappen die Wehrkrone (behufs Reparatur) immer

wieder trockengelegt werden. — Die Krone ist mit 12 mm Blech *A* abgedeckt. Die Stauhöhe beträgt 2,44 m. Bei Niedrigwasser steht dasselbe 0,6 m, und bei Hochwasser 3 m über der Wehrkrone. Die Anlagekosten beliefen sich auf 332000 Dollars.

Fig. 35.



1: 144.
Wehr über den Ottava River.

b) Wehre aus losem Steinmaterial.

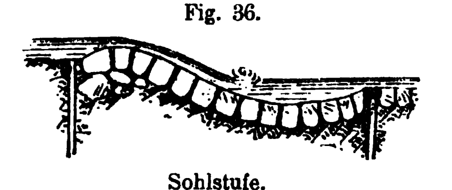
An Stellen wo Bruchsteine und sonstiges loses Steinmaterial leicht erhältlich sind, kann dieses entweder für sich allein oder zusammen mit Buschwerk, Senkfaschinen, Sinkstücken oder hölzernen Gerippen und Spundwänden zur Herstellung von Wehren zur Anwendung kommen. Solche Steinwehre haben zwar den Nachtheill einer grösseren Wasserdurchlässigkeit, können aber durch Hinterfüllung gedichtet werden, nebstdem sie sich in Geschiebe- und Schlamm-führenden Gewässern durch allmähligе Ausfüllung der Zwischenräume zwischen den Steinen eventuell von selbst dichten. Dort wo jedoch dies nicht zu erwarten, und eine vollständige Dichtigkeit erforderlich, kann dieselbe durch Spundwände oder einen dichten Bohlenbelag auf der Oberwasser-Seite erreicht werden, wie dies z. B. in Amerika bei s. g. Staudämmen von Sammelweihern von bedeutender Stauhöhe vielfach geschehen ist.

In der einfachsten Form können solche Wehre aus einfachen Steinschüttungen bestehen, und in dieser Form, namentlich wenn an der Oberfläche des Wehrkörpers grössere Steinblöcke zur Anwendung kommen, schon genügend sein, wie dies z. B. bei s. g. Grundschwellen im Flussbau der Fall ist. Besser ist es jedoch, wenn die Böschungen und die Wehrkrone, oder wenigstens die letztere, möglichst mit grösseren Blöcken gleichmässig gepflastert werden. Stauwerke dieser Art kommen in ausgedehntem Masse als s. g. Steinbuhnen im Flussbau zur Anwendung, deren Zweck allerdings in der Regulirung des Flusslaufes durch die Bildung von Verlandungen besteht.

Taf. II, Fig. 32. Wehr bestehend aus einer einfachen Steinschüttung. Hiebei kann der Kern auch aus kleinerem Steinmaterial, eventuell auch aus Buschwerk bestehen.

„ Fig. 33. Wehr in der Maas für den Speisegraben von Sorcy. Dasselbe besteht aus einer Steinschüttung mit Schotterkern und regelmässiger Pflasterung an der Oberfläche. Der Vorboden besteht aus einer einfüssigen Böschung und der Abschussboden aus einer schwach konkaven Fläche von 9 m Breite.

Fig. 36.



Sohlstufe.

Handelt es sich bei kleineren Flussläufen mit stärkerem Gefälle um Mässigung der Geschwindigkeit zu Fischereizwecken, so kann dies nach F. W. Schmidt zweckmässig durch steinerne Sohlstufen von der in Textfig. 36 ersichtlichen Anordnung erreicht werden, wobei jedoch die Stauhöhe nicht grösser sein darf als etwa 0,6 m. Das Bauwerk besteht aus einer einfachen Pflasterung auf dem entsprechend zubereiteten Boden, so das die Oberfläche des Pflasters jene gekrümmte Fläche bildet. Zur Verhinderung der Unterspülung wird am oberen Ende eine Spundwand und am unteren eine aus minderwerthigen Bohlen (Schwarten etc.) bestehende Bohlwand angewendet, und sollen die Fugen des Pflasters sorgfältig mit Moos gedichtet werden, das mittels eines Meissels eingetrieben wird. Stehen schwerere Steine nicht zur Verfügung, so können zu dem gleichen Zwecke allenfalls auch Sohlstufen aus Fleichtzäunen und Faschinen zusammen mit Steinmaterial, wie in Textfig. 37 zur Anwendung kommen. Dieselben erfordern nur geringe Anlagekosten, bedürfen aber häufiger Nachbesserung (CBl. 1895 N:o 34—35).

Fig. 37.

Sohlstufe.

„ Fig. 34. Altes Wehr in der Seine, bestehend aus einer an der ebenen Abschussfläche gleichmässig gepflasterten Steinschüttung, in der sich als Stütze ein Holzgerippe befindet, bestehend aus eingerammten, mit einander verholmten Pfählen und einer Spundwand am unteren Ende des Abschussbodens, welche mit den Pfählen unter der Wehrkrone durch Zangenhölzer verankert ist. Die Pfähle haben eine gegenseitige Entfernung von ca. 1,5 m.

„ Fig. 35. Wehr gleicher Art wie das vorige, jedoch auf Felsboden, weshalb das hölzerne Gerippe aus Böcken besteht, deren Füsse in den Boden eingelassen, und mit Steinschrauben befestigt sind.

c) Wehre aus Mauerwerk und aus Beton.

Gemauerte Wehre kommen dort zur Anwendung, wo geeignetes Steinmaterial leicht erhältlich, wo Strömung und Eisgang etc. eine grössere Festigkeit erfordern, und wo eine möglichst grosse Dauerhaftigkeit beansprucht wird. Man verwendet hiezu gewöhnlich Bruchsteinmauerwerk, selten Ziegelmauerwerk oder Beton, mit theilweiser oder vollständiger Quaderverkleidung. Im ersteren Falle ist es namentlich die den Angriffen am meisten ausgesetzte Wehrkrone, welche eine Quaderverkleidung erfordert. Auch werden Kombinationen von Mauerwerk bezw. Beton mit losen Steinschüttungen verwendet. — Der Form nach erhalten de gemauerten Wehre, je nach der Beschaffenheit des Bodens etc., entweder einen

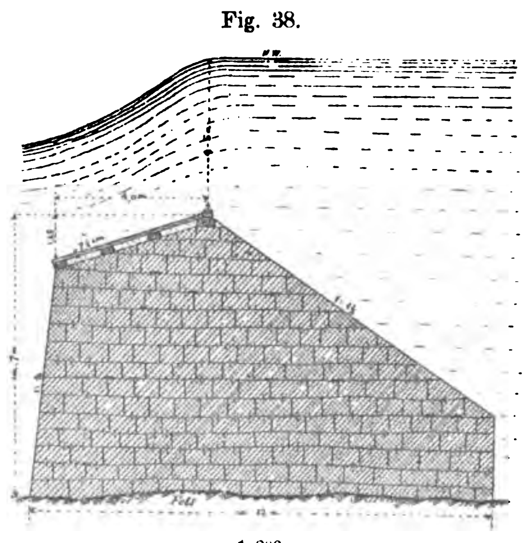
senkrechten Abfall, oder einen schiefen, gekrümmten, oder seltener einen stufenförmigen Abschussboden.

Da ungleichförmige Setzungen bei gemauerten Wehren Brüche im Mauerwerk, Undichtigkeiten und eine baldige Zerstörung des Bauwerkes zur Folge haben können, so ist hier eine sichere Gründnng und ein wasserdichter Abschluss gegen Unterspülungen von grösserer Wichtigkeit als bei den vorherigen Konstruktionen, welche in Folge der Elasticität des Holzes und der Nachgiebigkeit der Steinschüttungen in dieser Beziehung weniger empfindlich sind. Wenn daher der Boden nicht aus festerem Felsen oder tragfähigem Erdboden besteht, so muss hier irgend eine der üblichen Verstärkungen des Bodens zur Anwendung kommen, und werden hiezu gegenwärtig am häufigsten Betonschüttungen, ohne und mit Pfählen, seltener der liegende Rost oder Pfahlrost etc. benutzt. Zum Schutz gegen Unterwaschungen dienen auch hier Spundwände und Steinschüttungen.

Taf. II, Fig. 41. Gemauertes Wehr mit senkrechtem Abfall, im Winterhafen zu Oppeln (Zweig des Oderstroms). Dasselbe ruht auf Kalkstein-Felsboden, und hat eine Höhe von 3,9 m, bei einer mittleren Dicke von 2,0 m, einer Kronenbreite von 1,83 m und einer Stauhöhe von 1,45 m. Der Wehrkörper besteht aus Kalksteinmauerwerk, mit einer Abdeckung der Krone, die vorne aus Granitplatten und hinten aus Klinkern in Cementmörtel besteht. Das Sturzbett besteht auf 2 m Breite aus abgeglichenem Mauerwerk von 0,68 m Höhe.

Nachdem bei derartigen senkrechten Abfällen das Sturzbett und der Fuss des Wehres durch die niederstürzenden Wassermassen stark angegriffen und leicht unterwaschen werden, so pflegt man diese Anordnung selbst bei Felsboden nur bei kleineren Wehrhöhen anzuwenden. Doch giebt es Beispiele wo bei besonders festem Boden und festem Mauerwerk, Wehre mit senkrechtem Abfall auch für sehr bedeutende Höhen zur Ausführung gekommen sind.

Fig. 38.

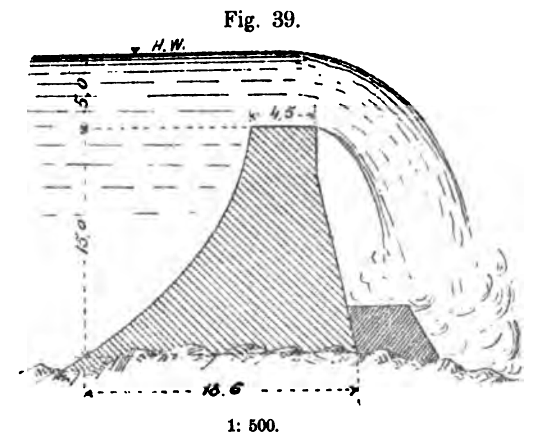


1: 200.
Wehr im Drammenfluss.

Ein solches Beispiel zeigt das in nebenstehender Textfigur 38 ersichtliche, im Jahre 1896 ausgeführte Wehr im Drammen beim Embrets-Fall, in Norwegen. Dasselbe besteht ganz aus grob bearbeiteten, einigermassen lagerhaften Quadersteinen mit Cementmörtel, welche Steine mittelst Rundeisenzapfen von 40 mm Dicke mit einander verdübelt, und stellenweise auch durch Klammern mit einander verbunden sind (NTT. 1897, S. 8).

En weiteres Beispiel dieser Art zeigt das in Textfig. 39 ersichtliche Wehr über den Betwa-Fluss in Indien, welches auf festem Granitfelsen aus Granitmauerwerk aufgeführt ist, und bei 15 m Höhe eine Kronenbreite von 4,5 m, und am Fusse eine Breite von ca 22 m hat. Der Fuss der Wehres ist durch ein kleines Contrefort aus Mauerwerk gegen die Angriffe der enormen Wassermassen geschützt, welche bei Hochwasser bis zu 5 m Höhe über der Wehrkrone steigen. Das Wehr hat die Ableitung des Flusswassers in einen Bewässerungskanal zum Zwecke. Da zur Zeit der Bewässerung das gesammte Wasser in den Kanal abläuft, so können zu dieser Zeit Nachbesserungen am Contrefort etc. vorgenommen werden (AdP. 1891 II, S. 287).

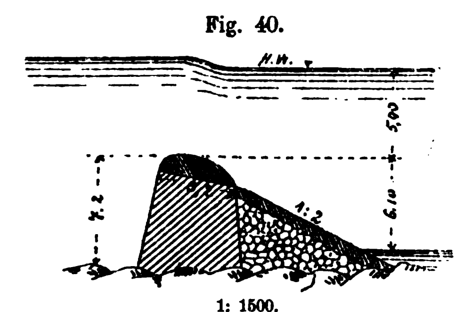
Fig. 39.



1: 500.
Wehr über den Betwa-Fluss.

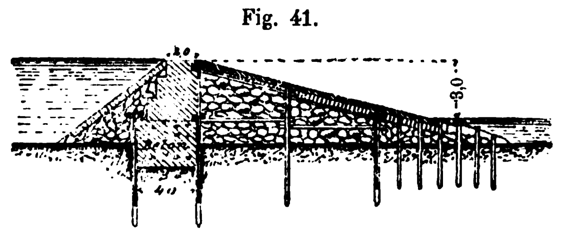
Textfig. 40 zeigt noch ein Beispiel eines derartigen indischen Wehres über den oberen Godavery, bestehend aus einer unmittelbar auf Felsboden gegründeten Bruchsteinmauer von 7,2 m Höhe, 5,2 m Dicke an der Krone und 7,3 m Dicke an der Basis, wobei zum Schutze des Wehrfusses gegen Unterwaschung, eine gepflasterte Steinschüttung vorgelegt ist, welche einen von der Wehrkrone ausgehenden, im Verhältniss 1: 2 geneigten, ebenen Abschussboden bildet. Dieses Wehr hat eine Länge von 1600 m (AdP. 1891 II, S. 267).

Fig. 40.



1: 1500.
Wehr über den oberen Godavery Fluss.

Fig. 41.



1: 500
Wehr über den Rio Souza bei Porto.

Die gleiche Anordnung kann auch bei lockerem Boden zur Anwendung kommen, wobei aber die den Abschussboden bildende Steinschüttung eine sanftere Böschung, bezw. grössere Breite erhalten muss.

Eine solche Anordnung zeigt das in neuerer Zeit ausgeführteWehr über den Rio Souza für die Wasserleitung von Porto (Textfig. 41). Dasselbe enthält einen gemauerten Kern, bestehend aus einem von Spundwänden eingeschlossenen Betonfundament von 4 m Breite und 3 m Höhe, wovon die Hälfte in den Boden versenkt ist, und einem Aufsatz aus Mauerwerk von 4 m Höhe und 2 m Dicke an der Krone. Die Höhe der Wehrkrone über dem Flussboden beträgt somit 5,5 m, und über dem Unterwasser 4,0 m. Die den Abschussboden bildende Steinschüttung ist im Verhältniss 1: 4 geböscht und an der Oberfläche gepflastert, sowie mit einer Betonschicht von 0,25 m Dicke überdeckt. —'Im Inneren dieser Steinschüttung befindet sich ein hölzernes Gerippe, bestehend aus einer Pfahlreihe und einer Spundwand, in bezw. 5,75 m und 11,5 m Entfernung von der Mauer, welche

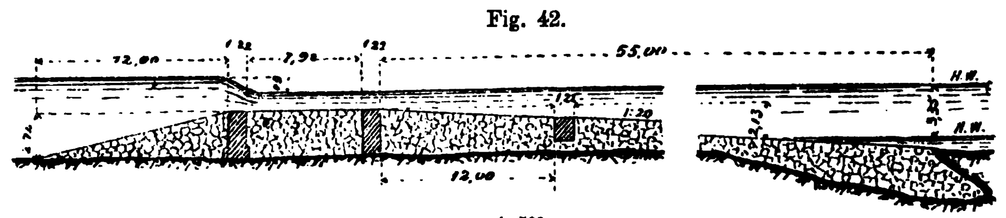
12

mit der letzteren und unter einander durch Zangen verbunden sind. Unterhalb dieser Spundwand sind noch 6 Pfahlreihen in gegenseitigen Entfernungen von 1,5 m geschlagen. Hier hat die Wehrmauer auch auf der Oberwasserseite eine im Verhältniss 1: $1^1/_2$ geböschte, an der Oberfläche regelmässig gepflasterte Steinschüttung vorgelegt (NA. 1890, S. 67).

Die grossartigsten Beispiele solcher kombinirter Mauerwerks- und Steinschüttungs-Wehre giebt es in Indien, wobei jedoch die Steinschüttung von mehreren parallelen Mauern durchsetzt zu sein pflegt.

Eine solche grossartige Anlage ist z. B. das im Jahre 1874 hergestellte Wehr über den Jumna bei Okla (Textfig. 42), welches eine Höhe von 2,74 m und eine Länge

Fig. 42.

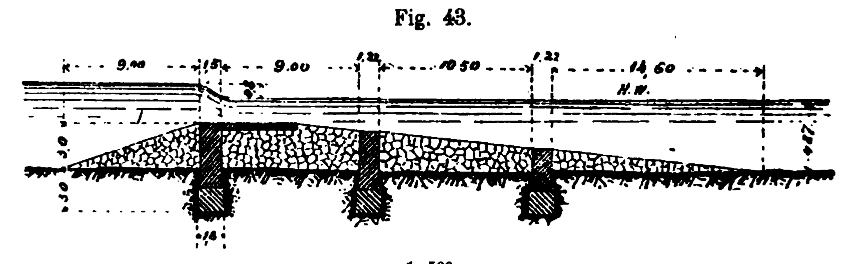


1: 500.
Wehr über den Jumna-Fluss bei Okla.

von 743 m hat. Der Boden des Flusses besteht hier aus sehr feinem Sand und sind die beiden die Wehrkrone begrenzenden, 7,92 m von einander entfernten Mauern, unmittelbar auf dem Sandboden aufgeführt. In dem 1:20 geneigten Abschussboden ist in 12,0 m Entfernung von der zweiten Mauer noch eine dritte aufgeführt, die jedoch auf der Steinschüttung gegründet ist. Trotz dem dieses Wehr sehr heftigen Angriffen durch die Hochwässer ausgesetzt ist — die bis zu 2,35 m Geschwindigkeit pro Sekunde erreichen — erhält sich dasselbe in gutem Zustand (AdP. 1891 I, S. 272).

Ein zweites Beispiel dieser Art ist das im Jahre 1875 erbaute Wehr über die Soane, einen Nebenfluss des Ganges, bei Dehri (Textfig. 43). Wegen der

Fig. 43.



1: 500.
Wehr über die Soane bei Dehri.

grösseren Durchlässigkeit des Bodens (grober Sand mit Kieselsteinen und des grösseren Wasserdruckes, wurden hier die drei Mauern, welche die Steinschüttung durchsetzen, auf viereckigen Brunnen gegründet, welche 3 m tief in den Boden reichen. Die Höhe der Wehrkrone über dem Flussboden beträgt 3,0 m, und die Länge des Wehres 3825 m. Der Abschussboden hat eine Neigung von 1: 10 und der Vorboden eine solche von 1: 2. Ersterer ist im oberen Theil regelmässig abgepflastert. Der Unterschied zwischen Hoch- und Niederwasser beträgt ungef. 5 m, und die grösste Geschwindigkeit des ersteren 3,5 m pro Sekunde (AdP. 1891 II, S. 273).

Bei dem ähnlichen 3,6 hohen 1935 m langen Wehr über den Mahanuddy bei Cuttack ist der Abschussboden zwischen den zwei, 9 m von einander entfernten Mauern ganz mit hochkantig gestellten Steinplatten von 0,6 m Höhe gepflastert, welche oben zur Mässigung der Geschwindigkeit eine gezahnte Fläche bilden (AdP. 1891 I, S. 279).

Taf. II, Fig. 42. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden, gegründet mit Abtreppungen auf Felsboden. Die Anlage befindet sich im Tarn-Fluss beim Pumpwerke der Wasserleitung der Stadt Albi in Frankreich.

„ Fig. 43. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden, gegründet auf Pfahlrost zwischen Spundwänden. Es ist dies eine bei schlechtem Boden früher oft angewendete Anordnung; gegenwärtig wird dem Roste meistens eine Betonschüttung vorgezogen. Um die Quaderverkleidung vor den Angriffen der Strömung zu sichern, erfordert dieselbe eine sorgfältige Ausführung.

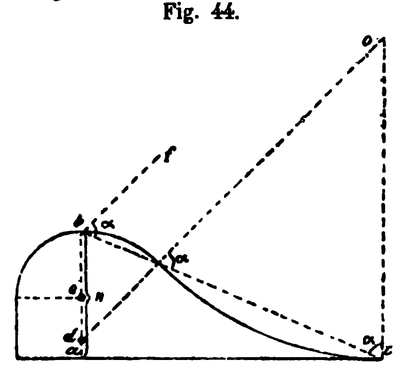
Die äussere Begrenzungsform solcher gekrümmter Wehre ist sehr verschieden. Eine häufig angewendete Anordnung zeigt die neben stehende Textfigur 44, wobei

$$ac = 2 \text{ bis } 4\ H$$

$$bd = \frac{2}{3} \text{ bis } 1{,}0\ H$$

$$be = \frac{1}{2} \text{ bis } 1{,}0\ H.$$

Fig. 44.



Konstruktion des gekrümmten Abschussbodens.

„ Fig. 1. Wehr aus Ziegelmauerwerk mit Quaderverkleidung, wobei der untere Theil des gekrümmten Abschussbodens nach aufwärtz gebogen ist, wodurch der Stoss des niederstürzenden Wassers zum Theil wom Wehre selbst aufgenommen und für den Sturzboden unschädlich gemacht wird.

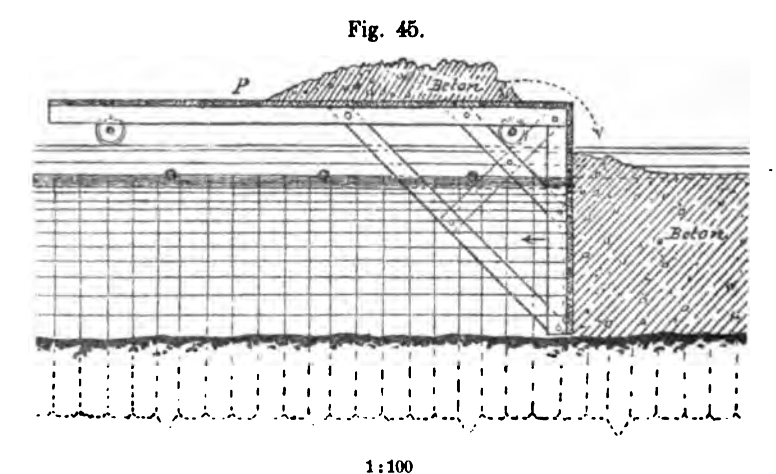
„ Fig. 2. Betonwehr mit Quaderverkleidung und schiefem Abschussboden über die Dora Baltea, für einen Speisekanal des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Italien). Der zwischen zwei Spundwänden eingeschlossene Wehrkörper hat eine Breite von ca. 5 ½ m. Das anschliessende Sturzbett besteht auf eine Breite von 8,1 m aus einer mittels Spundwand abgeschlossenen Betonschüttung mit Quaderverkleidung, worauf noch eine Steinschüttung folgt.

Taf. III, Fig. 3. Gemauertes Wehr mit Betonfundament über die Elbe in Poděbrad (Böhmen), ausgeführt 1881. Das Betonfundament ist von Bohlwänden eingefasst, und zu beiden Seiten durch Steinschüttungen gegen Unterspülung geschützt. Der obere Theil des Wehres besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung (Massstab 1 : 100). Ein Theil des Wehres bildet eine Schleuse von 6,0 m Weite zum Ablassen der Hochwässer, bestehend aus einem beweglichen Aufsatz (Dammbalken) von ungef. 0,8 m Höhe.

„ Fig. 4—4 b. Betonwehr mit senkrechtem Abfall, über die Eger bei Karlsbad. Dieses im Jahre 1881 erbaute, zum Betriebe des Karlsbader Wasserwerkes dienende Stauwehr besteht aus einem Betonkörper von 83,0 m Länge, 2,0 m Breite und 2,5 m Höhe, welcher von 16 cm starken Spundwänden eingeschlossen, und an der Krone mit Granitsteinen in Cementmörtel abgepflastert ist. Unterhalb befindet sich ein hölzernes Sturzbett von 3,5 m Breite (Fig. 4).

Die Ausführung geschah entsprechend Fig. 4 a und nebenstehender Textfig. 45. Nachdem nämlich mit dem ausgebaggerten Bodenmaterial vor der oberen Spundwand ein offener Erddamm angeschüttet worden ist, wurde auf den Wehrbäumen über die ganze Länge des Wehres ein Geleis gelegt, auf welchem eine 7 m lange

Fig. 45.



1:100
Ausführung des Betonwehres über die Eger bei Karlsbad.

Pritsche *P* lief, die vorne mit einer starken, bis an dieSohle des Aushubes reichenden hölzernen Wand versehen war. Sodann wurde ein Theil des Wehres durch Ausfüllung des Raumes vor dieser Wand mittels Betontrichter bis über die Wasserfläche ausgeführt, und dann die Pritsche, unter beständigem Nachfüllen von Beton bis über Wasser, und Stampfen desselben, langsam zurückbewegt. Die Zuführung des Betons geschah auf seitlichen Geleisen (Fig. 4 a), von wo derselbe auf die Pritsche abgeladen wurde. Auf diese Weise erforderte die Herstellung des ganzen Betonkörpers nur 68 Stunden.

Zur Ausführung des Sturzbodens erhielt das Wehr der ganzen Länge nach einen wasserdichten Aufsatz von 80 cm Höhe, wodurch das gesammte Wasser des Flusses in den Kanal *c* (Fig. 4 b) abgeleitet wurde, und der Sturzboden im Trockenen ausgeführt werden konnte.

Ein weiteres Beispiel eines in neuester Zeit ausgeführten Betonwehres von eigenartiger Anordnung zeigt nebenstehende Textfig. 46. Es ist dies die Wehranlage für das Wasserwerk des Freih. v. Faber an der Rednitz in Stein bei Nürnberg. Daselbe ruht auf Felsboden, und wurde durch Abschliessung der Baugrube durch Fangdämme im Trockenen hergestellt. Hiebei wurde zuerst die Sohle, welche Vertiefungen bis zu 1 m zeigte, mittels Stampfbeton sorgfältig ausgeebnet, und darauf der eigentliche Wehrkörper zwischen hölzernen Verschalungswänden aufgeführt. Dies geschah durch schichtenweises Einstampfen von Beton mittels eiserner Stössel. Nach Erhärtung des Betons und Entfernung der Schalung wurden alle sichtbaren Flächen mit einer wasserdichten Putzschicht überzogen.

Fig. 46.

1:129
Betonwehr über die Rednitz in Stein bei Nürnberg.

Das Wehr hat eine Gesammtlänge von 50 m und eine Höhe von 3,2 m, bei 2 m Überdruck. In der Mitte befindet sich eine Schleuse von 6 m Lichtweite und 1,54 m Höhe welche durch zwei kräftige Betonpfeiler eingefasst ist.

Die Kosten beliefen sich auf 24000 Mk., wovon zwei Drittel auf die Betonarbeiten, und ein Drittel auf die Abdämmung, Wasserhaltung und sonstige Nebenarbeiten entfielen (»Der Bautechniker, Wien 1895» — ZfT. 1895, N:o 29).

Taf. III, Fig. 5—5 a. Beispiel der Ausführung eines gemauerten Wehres zwischen Fangedämmen (Wehr über die Lahn bei Kalkofen). Fig. 5 a zeigt den Lageplan des nach einem Kreisbogen von 75 m Halbmesser gekrümmten Wehres, welches die Erreichung der für die Schifffahrt erforderlichen Tiefe und die Umgehung einer scharfgekrümmten Wasserschnelle durch einen Kanal mit Kammerschleuse zum Zwecke hat.

Die Herstellung des Wehres erfolgte in zwei Hälften, so dass während der Ausführung der einen, das Wasser über die andere ablaufen konnte. An der Stelle wo der Stromstrich gelegen ist, befindet sich im Wehrkörper eine Fischtreppe, von der später zu besprechenden Form.

d) Wehr- Wangen oder Widerlager.

Die Wangen haben zum Zwecke den Anschluss des Wehrkörpers an die Ufer zu vermitteln, und letztere gegen die Angriffe der Strömung zu schützen. Dieselben bestehen aus Holz oder aus Mauerwerk und greifen wie die Brückenwiderlager in die Ufer mittels Flügeln, welche gegen die Ufer entweder winkelrecht, oder zur besseren Ableitung des Wassers, schief stehen.

Bei hölzernen Wehren können die Wangen aus Holz oder aus Mauerwerk ausgeführt sein, und bestehen bei Holzmaterial in der einfachsten Form aus einer Spundwand (bei kleineren einwandigen Wehren), sonst aber aus Bohlwerken oder Steinkisten. Gemauerte Wangen bestehen gewöhnlich aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk, mit Quaderverkleidung.

„ Fig. 7. Vertikalschnitt einer gemauerten Wange bei einem hölzernen Wehr, welche auf Pfahlrost gegründet ist. Die Holme des Wehres greifen in das Mauerwerk der Wange ein.

„ Fig. 7. Vertikalschnitt einer Bohlwerks Wange. Dieselbe besteht hier aus Wänden, deren Ständer auf den Kappbäumen des Wehres aufgesetzt sind, und daher nach Art der verankerten Bohlwerke am oberen Ende nach rückwärtz verankert sein müssen, um dem Erddruck widerstehen zu können. Solche aufgesetzte Wände haben den Vortheil, dass sie bei eintreffender Fäulniss leicht ausgewechselt werden können.

Es können aber hiebei auch Bohlwerke mit eingerammten Pfählen in Frage kommen. Während bei gewöhnlichen Bohlwerken nur eine innere Verschalung für die Aufnahme des Erddruckes erforderlich ist, ist es bei den Wehrwangen angezeigt, zum Schutz der Ständer gegen die Angriffe des Eises etc. auch noch eine äussere Verschalung, wie in dieser Figur anzubringen. Hiebei soll aber behufs Lüftung und besserer Erhaltung der Holztheile diese Verschalung offene Fugen erhalten.

Bei Anwendung von Steinkisten erhalten diese die gleiche Anordnung wie die früher beschriebenen Wehrkörper gleicher Art.

§ 2. Bewegliche Wehre.

Bewegliche Wehre werden dort angelegt, wo eine zeitweilige Senkung des aufgestauten Wasserspiegels erforderlich ist. Dies ist namentlich dort der Fall, wo bei der erforderlichen Wehrhöhe durch Hochwässer schädliche Überschwemmungen eintreten könnten, sowie dort wo Flösse durchgelassen werden sollen, und wo bei höheren Wasserständen für die Schifffahrt ein Aufstau nicht erforderlich, und die zeitraubende Benutzung der Kammerschleusen zum Durchgang der Schiffe vermieden werden kann. Im Allgemeinen bestehen die beweglichen Wehre aus einfachen Wänden, welche behufs Minderung des Staues in einzelnen Theilen entweder emporzuheben, oder um horizontale oder vertikale Achsen drehbar sind. — Zur ersteren Art gehören die Dammbalkenwehre, Schützenwehre und Nadelwehre, und zur letzteren Art die Klappenwehre. Ausserdem giebt es noch andere eigenartige Konstruktionen, und unterscheidet man auch Wehre, welche von Hand zu öffnen, oder selbstthätig sind.

Ein wichtiges Erforderniss bei den beweglichen Wehren ist ein wasserdichter Abschluss gegen den Boden und die Ufer, was bei ersterem, dort wo derselbe nicht aus Felsen besteht, durch Spundwände, und gemauerte oder Beton-Fundamente erreicht wird, während an den Ufern Wangen gleicher Art zur Anwendung kommen, wie bei den festen Wehren.

a) Dammbalkenwehre.

Taf. III, Fig. 8. Principielle Anordnung der Dammbalken- oder Einlegbalkenwehre. Diese einfachsten beweglichen Wehre bestehen aus Bohlen oder Balken, welche auf einander gelegt, in beiderseitigen, ganzen oder halben Falzen liegen (an Pfeileren oder Wangen) gegen welche Falze die Balken durch den Druck des aufgestauten Wassers gedrückt werden. Durch das Einsetzen bezw. die Entnahme einer mehr oder weniger grossen Anzahl von Balken kann der Aufstau geregelt werden. Die Länge der Balken kann bis zu etwa 7 m betragen. Diese Anordnung hat den Vortheil der Einfachheit und Billigkeit, sowie dass für die Bewegung der einzelnen Balken ein verhältnissmässig kleiner Kraftaufwand erforderlich ist, benöthigen aber zur vollständigen Entnahme der Balken viel Zeit, was bei plötzlich eintretenden Hochwässern zu Überschwemmungen Anlass geben kann.

„ Fig. 9—9 b. Kleinere Setzbohlen-Stauschleuse bei den Bewässerungsanlagen der Borker-Heide. Die Bohlen greifen hier mit Feder und Nuth in einander, was aber gewöhnlich bei Dammbalken nicht der Fall zu sein pflegt. Zum Emporziehen der Bohlen sind dieselben mit seitlichen Haken versehen, in welche die Enden eines über Rollen laufenden Zugseils eingehängt werden.

Ein grösseres Dammbalkenwehr von 6 m lichter Weite repräsentirt die in nachstehenden Textfiguren 47—47 b dargestellte Schleuse des früher beschriebenen Betonwehres über die Rednitz in Stein bei Nürnberg (vergl. Textfig. 44).

Fig. 47.

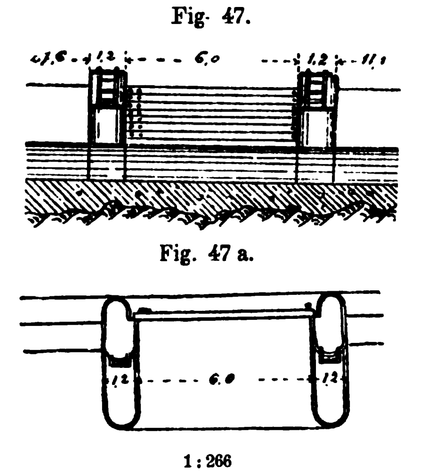
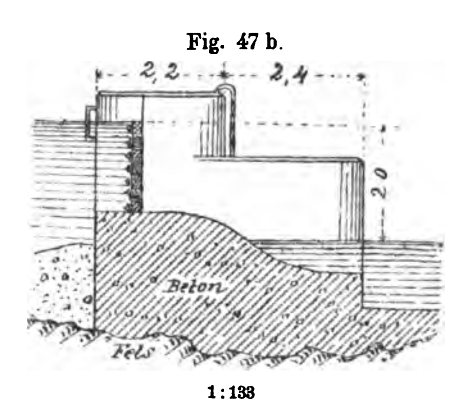


Fig. 47 a.

1 : 266

Fig. 47 b.



1 : 133

Dammbalkenschleuse beim Wehr über die Rednitz in Stein bei Nürnberg.

Taf. III, Fig. 10—12 a. Verschiedene Arten der Aufhängung der Dammbalken, behufs Einsetzens oder Emporziehens derselben. Der Balken wird hiebei an zwei Punkten *a* und *b* (Fig. 9) erfasst und aus freier Hand oder mit Hilfe von Winden gehoben. Zu dem Behufe ist der Balken an diesen Punkten, um die Dichtigkeit des Verschlusses nicht zu beeinträchtigen, mit versenkten umlegbaren Ringen (Fig. 10), Bolzen (Fig. 11) oder Haken (Fig. 12) versehen, welche entsprechend Fig. 10 mittels eines Wehrhakens erfasst, und durch diesen unmittelbar, oder mittels einer angehängten Kette emporgezogen werden.

Beim Einlegen im Wasser werden zur Überwindung des Auftriebes die Balkenenden mittels angesetzter Pfosten niedergestossen.

b) Schützenwehre.

Die Schützenwehre (Schleusenwehre), bestehen aus zusammenhängenden Bohlen- oder Blechtafeln (Schützen), welche gleich den Dammbalken in vertikalen, halben oder ganzen Falzen bewegt werden.

Die hölzernen Schützen bestehen aus horizontalen, stumpf an einander gestossenen, oder besser gespundeten Bohlenlagen, welche durch angenagelte oder angeschraubte Querleisten mit einander verbunden sind. Grössere Schützen bestehen auch aus Balkenlagen, welche mittels durchgezogener Schraubenbolzen mit einander verbunden sind. Die Bohlen sollen wegen der Abnutzung wenigstens 5 cm Dicke erhalten, und können entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten dicker angenommen werden. Eiserne Schützen bestehen aus Walzeisenrahmen, welche mit ebenem Blech oder Wellblech belegt sind. Die Breite der Schützen wird gewöhnlich zwischen etwa 1 m und 2 m angenommen, doch kann dieselbe auch bis zu etwa 6 m betragen.

Die Schützen lehnen sich gegen feste hölzerne oder eiserne Ständer (Griesständer, Griessäulen) oder gegen gemauerte Pfeiler (Griespfeiler), oder es

werden hiezu bewegliche Losständer verwendet, welche behufs gänzlicher Freimachung der Rinne (bei Eisgang etc.) aus dem Wasser emporgezogen, werden können. Die Griesständer pflegen mit dem oberen Ende in ein durchgehendes horizontales Kappholz (Griesholm), und mit dem unteren Ende in eine Grundschwelle (Fachbaum) eingezapft zu sein, gegen welche sich die Schützen wasserdicht anschliessen.

Behufs Zugänglichkeit bezw. Handhabung der Schützen dient ein Gehsteg oder eine Brücke, für welche bei mehreren Öffnungen entweder Konsolen an den Griesständern, oder besondere Joche, bezw. Pfeiler, neben denselben angeordnet sind.

Die Bewegung der Schützen geschieht, je nach der erforderlichen Kraft, aus freier Hand, mittels eines Hebels (Wuchtbaums), oder mittels Winden verschiedener Konstruktion, wobei die Schütze entweder auf Ketten oder auf Zahnstangen aufgehängt ist. Die letztere Anordnung hat den Vortheil, dass dabei auf die Schütze auch von oben ein Druck ausgeübt werden kann, wie es mitunter bei Klemmungen (durch Eisbildung etc.) erforderlich ist.

Zur Erleichterung des Aufziehens der Schützen kann der Reibungswiderstand in den Falzen durch Anbringung von Rollen zwischen Schütze und Falz vermindert werden (Rollschützen), nebstdem man auch die Schütze aus mehreren von einander unabhängig aufzuziehenden Theilen bestehen lassen kann, oder derselben die Form eines Cylindersegments giebt, auf dessen Achse der Wasserdruck übertragen wird (Cylinder-oder Taintor-Schützen).

Taf. III, Fig. 13—14. Kleinere Schützenwehre (Stauschleusen), wie solche bei den Bewässerungsanlagen an der Aurach bei Waizendorf und am Izfluss bei Baunach angewendet sind. Man verwendet zu dem Zwecke auch Schützen aus Blech.

„ Fig. 15—15 a. Grösseres Schützenwehr zusammen mit einer hölzernen Strassenbrücke, deren Joche die Griesständer tragen (Stauschleuse bei den Meliorationsanlagen der Borker Heide). Die Schützen sind mittels Ketten an einer hölzernen Welle angehängt, durch deren Drehung die Bewegung der Schützen geschieht.

„ Fig. 16—18. Verschiedene Arten des Emporziehens kleinerer Schützen mittels Hebel.

„ Fig. 19—19 a. Sperrvorrichtung bei Aufzugswellen wie in Fig. 15, bestehend aus einem am Ende der Welle befestigten Sperrad *a*, in welches ein an der Griessäule angebrachter Sperrkegel *b* eingreift. Die Bewegung der Welle geschieht mittels zweier Vorsteckhebel, wie in der folgenden Figur.

„ Fig. 20—20 a. Hölzerne Aufzugswelle, welche auf dem Griesholme in eisernen Lagern ruht. Beim Emporziehen der Schütze werden zwei Hebel *c* und *d* abwechselnd in die entsprechenden Löcher der Welle gesteckt. Durch die Sperrvorrichtung *a b* wird die Schütze in beliebiger Höhe festgehalten.

„ Fig. 21—21 b. Schleusenwehr am Oosbach in Baden, wobei jede Schützenkette auf einer besonderen eisernen Trommel aufgewickelt wird, von denen je zwei auf einer gemeinsamen Welle sitzen. Die Trommel (Fig. 21 b) besteht aus zwei Scheiben mit dazwischen genieteten Speichen aus Rundeisen, zwischen denen die Aufzugshebel durchgesteckt werden. Die Trommeln sind mit der gleichen Sperrvorrichtung versehen, wie im vorigen Falle.

Taf. III, Fig. 22—22 b. Schützenwehr mit gemauerten Griespfeilern (Haupteinlassschleuse zu den Bewässerungsanlagen am Itzfluss bei Baunach). Die Aufzugsvorrichtung besteht aus einer Zahnstange, welche durch ein Zahnradgetriebe mit Kurbel in Bewegung gesetzt wird.

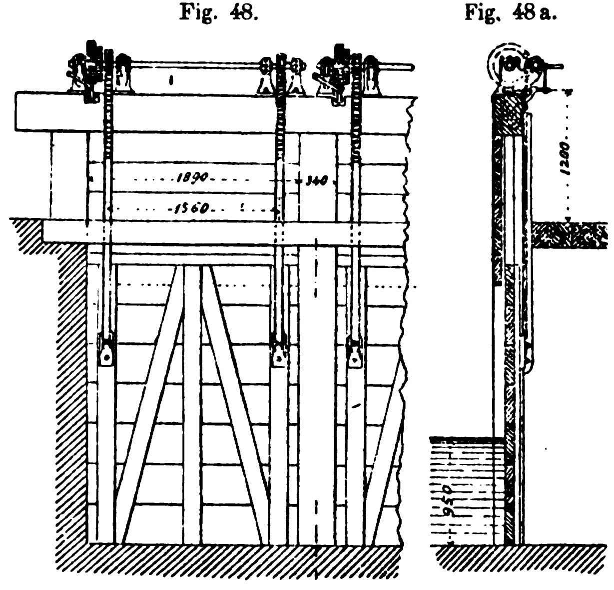
„ Fig. 23—23 a. Gewöhnliches Zahnstangengetriebe, mit Zahnrad-Vorgelege.

„ Fig. 24. Schützenwehr (Stauschleuse) im Itzflusse Baunach, mit Schützen von 2,9 m lichter Weite, welche mit zwei Zahnstangen versehen sind. Der Bewegungsmechanismus besteht hier aus einem in der Mitte befindlichen Handrad, durch welches mittels Schnecke (Schraube ohne Ende) und Zahnrad die gemeinsame Welle der beiden Zahnstangenräder in Bewegung gesetzt wird. (Massstab richtig 1: 100).

Nebenstehende Textfiguren 48—48′c zeigen eine zweckmässige Anordnung einer solchen Schützenanlage, mit Bewegungsmechanismus gleicher Art wie im vorigen Falle. Der mit einer Handkurbel versehene Antriebmechanismus ist hier an das Ende der Welle verlegt (Uhland, Der prakt. Masch. Constr. 1893, S. 14 — ÖZ. 1892, Taf. XL.).

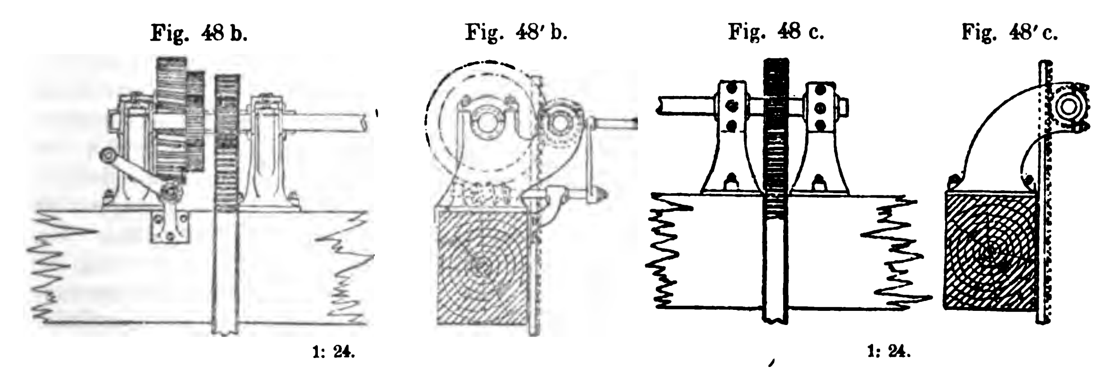
„ Fig. 25—25 a. Einfache Aufzugsvorrichtung für Anwendung von Hebel, wie solche bei einem Wehre am Hjelmarn-See bei Rosenholm, und auch sonst vielfach in Anwendung ist. Die Schütze hängt an einem hölzernen Stiel *a*, in welchen eine gelochte Flacheisenstange eingelassen ist. Diese Löcher dienen zum Einhaken einer gabelförmigen Klinke *b*, wodurch die Schütze in beliebiger Höhe festgehalten wird, während zum Emporziehen eine eiserne Stange als Hebel zur Anwendung kommt, welche unter der Gabel in eines der Löcher gesteckt und gegen den Rücken *d* gestützt wird. Auf der entgegengesetzten Seite stützt sich der Schützenstiel gegen eine Friktionsrolle *r*.

Fig. 48. Fig. 48 a.



1: 70.
Schleuse bei der Wasserkraft-Anlage der Domäna Senftenberg zu Lititsch in Böhmen.

Fig. 48 b. Fig. 48′ b. Fig. 48 c. Fig. 48′ c.



1: 24. 1: 24.

Nachstehende Textfiguren 49 und 49 a zeigen die Gesammt-Anordnung des fraglichen Wehres, bezw. dessen Querschnitt und Ansicht. Dasselbe hat die Regulirung der Wasserstände im See zum Zwecke (IFF. 1887).

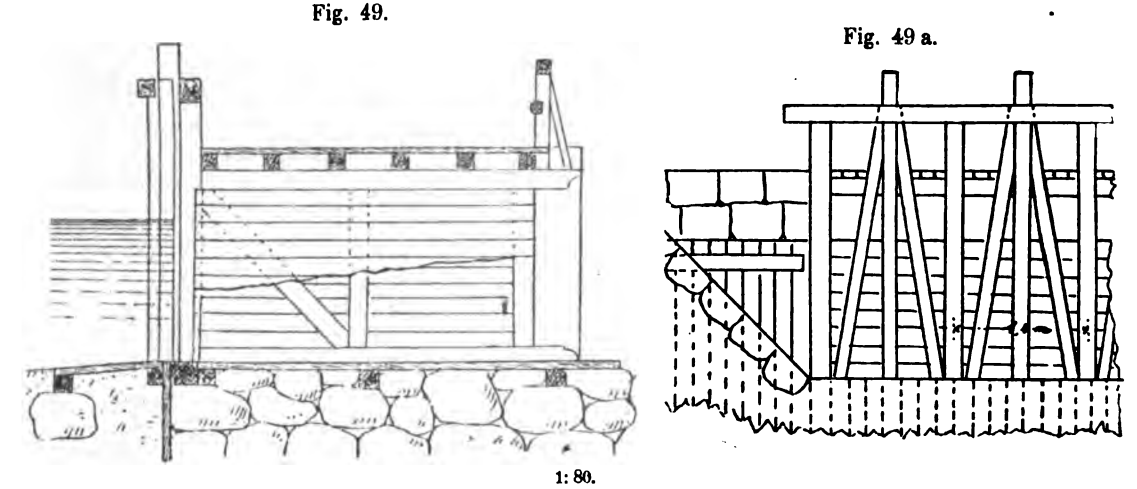


Fig. 49. Fig. 49 a.

1:80.

Schützenwehr am Hjelmarn-See bei Rosenholm (Schweden).

Taf. III, Fig. 26. Aufzugsvorrichtung bei der Wehr-Anlage bei Hyndevad am Hjelmarn-See. Die Schützen haben auch hier nur einen hölzernen Stiel, an dem aber eine Zahnstange angeschraubt ist, in welche ein mittels Schnecke und Kurbel bewegtes Zahnrad eingreift. Die Wehrjoche bestehen hier aus durchbrochenen Gusseisenständern.

„ Fig. 27. Aufzugsvorrichtung für kleinere Schützen, bestehend aus einer Schraubenspindel, welche durch eine am Griesholme aufsitzende, mit Armen versehene Schraubenmutter in Bewegung gesetzt wird.

Fig. 50.

Schraubenaufzug für Schützen.

Statt dessen kann es bequemer sein, den in nebenstehender Textfig. 50 ersichtlichen Kurbelapparat anzuwenden (Ch.).

Taf. III, Fig. 28—30 b. Schützenwehr mit Losständern im fürstlichen Park zu Pless (Preussen). Diese Anlage besteht aus einer freien Öffnung von 9,45 m zwischen den gemauerten Wangen, welche durch zwei Losständer in drei Schützenfelder getheilt ist. Die Schützen haben 3,17 m Breite und 1,03 m Höhe und sind aus gespundeten Bohlen von 9 cm Dicke zusammengesetzt. Dieselben hängen an zwei Ketten von 8 mm Dicke, welche über zwei Rollen zu einer über der Mitte der Schütze befindlichen Windetrommel geführt sind, und von denen die eine zum wagrechten Einstellen der Schütze mit einem Schraubenschloss versehen ist (Fig. 28). Der Bewegungsmechanismus ist aus Fig. 29—29 b zu ersehen. Die Bedienung der Schützen geschieht von einer, auf der Seite des Oberwassers gelegenen, eisernen Brücke aus, welche die ganze Öffnung überspannt, und unter welche die Losständer emporgeschwenkt werden (Fig. 28 a). Letztere bestehen aus einem **I** Eisen von 177. 84. 8 mm mit zwei angenieteten Winkeleisen von 59. 59. 8 mm (Fig. 30 b), und hängen oben in einem Gelenke (Fig. 28 a, Fig. 30, 30 a), während sie sich unten gegen einen gusseisernen Schuh stützen (Fig. 30 a, 30 b). Das Aufziehen der Losständer nach dem Oberwasser hin, erschien hier mit Rücksicht auf den Eisgang unbedenklich, da das Aufeisen bei eintretendem Thauwetter stets rechtzeitig erfolgen kann.

Um dem Auftriebe entgegenzuwirken, wurden die Schützen mit wagrechten Flacheisen als Ballast beschlagen.

Ein anderes Schützenwehr ähnlicher Art zeigt die aus nachstehenden Textfiguren 51 & 51 a ersichtliche Stauschleusen-Anlage in der Ocker bei Müden. Dieselbe besteht aus zwei Öffnungen von 9,0 m Weite, mit einem gemauerten Zwischenpfeiler P von 2,5 m Dicke. Jede dieser Öffnungen ist durch acht Losständer in neun Schützenfelder von je 1,3 m Weite getheilt. Die Schützen bestehen aus Bohlen von 8 cm Dicke und hängen an einem kräftigen hölzernen Stiel an welchem eine eiserne Zahnstange befestigt ist. Der Antrieb der letzteren geschieht durch Bewegung des Schneckenrades *m*, bezw. durch Ansetzen der Kurbel *K* bei *c*, wodurch das Zahnradpaar *n* und damit das die Zahnstange hebende Zahnrad *z* in

Fig. 51.

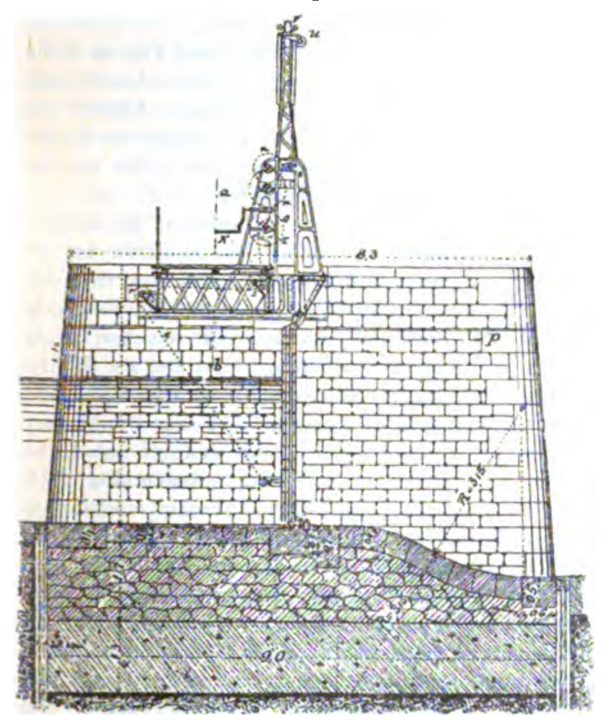
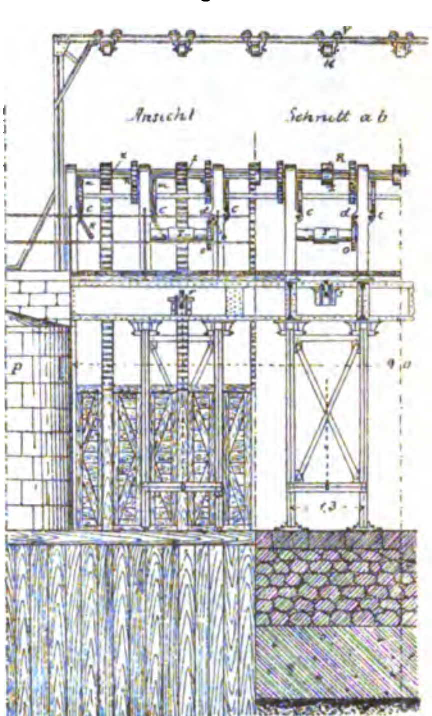


Fig. 51 a.



1: 135.
Stauschleuse in der Ocker bei Müden.

Bewegung gesetzt wird. Auf der Rückseite lehnt sich der Schützenstiel gegen die Leitrollen *R*, *u* und *v*, erstere gegenüber dem Zahrad *Z*, während die letzteren auf einem besonderen Gerüst angebracht sind.

Die Losständer bestehen aus Blech und Winkeleisen und hängen mittels Gelenken an der die Öffnung überspannenden Blechbrücke. Von denselben sind je zwei mittels Quer- und Diagonalverbänden zu einem Rahmen vereinigt, welcher durch eine über die Rollen *r* und *s* laufende Kette *e* unter die Brücke emporgezogen werden kann. Dies geschieht durch Aufwinden der Kette auf die Trommel *T*, welche durch das Schneckenrad *o*, bezw. durch Ansetzen der Kurbel *K* bei *d* in Bewegung gesetzt wird (HZ. 1883, Bl. 31 & 32).

Taf. III, Fig. 31—31 a. Schützenwehr mit eisernen Schützen im fürstlichen Park zu Pless. Diese Anlage besteht aus zwei Öffnungen von je 6,0 m

lichter Weite mit einem hölzernen Zwischenpfeiler, welche Öffnungen mit je einer Schütze von 1,66 m Höhe versehen sind. Diese bestehen aus einem äusseren Rahmen, zwei wagrechten Zwischenriegeln aus ⊢⊣ Eisen und einer Blechabdeckung von 6 mm Stärke. Zur Vermeidung von Wasseransammlungen auf dem Stege eignen sich jedoch für die wagrechten Träger besser ⊓ Eisen. Die Wangen bestehen aus einem hölzernen Bohlwerk, und ist auch die über dieselben und den Mittelpfeiler gelegte Brücke aus Holz.

Die Aufzugsvorrichtung der Schützen ist hier von gleicher Art wie bei Fig. 28. Um aber mit einem solchen Apparat den Aufzug so grosser Schützen zu ermöglichen, war es nothwendig deren Bewegungswiderstand durch Anwendung von vier Laufrollen zwischen Schütze und Griessäulen — wie selbe später beschrieben werden sollen — zu mindern. Zu dem Behufe schliessen sich an die hölzernen Griesständer ⊢⊣ Eisen, auf welchen die Rollen laufen (vergl. Fig. 33 b).

Taf. III, Fig. 32—32 b. Schützenwehr in der Saale bei Fohrbau (Oberfranken), mit Schützen aus Wellblech und Griesständern aus Gusseisen. Die Schützen bestehen aus einem Winkeleisenrahmen von 3,60 m lichter Weite und 1,07 m Höhe, welcher mit Wellblech abgedeckt, und an den Seiten behufs dichten Anschlusses an die Griessäulen, mit Holzleisten belegt ist. Die Aufzugvorrichtung besteht aus zwei Zahnstangen *z*, welche durch eine an die Zahnrad-Welle *K* angesetzte Kurbel gehoben oder gesenkt werden. Hiebei werden die Zahnstangen durch die an den Griesständern befestigten Federn *f* gegen die Zahnräder angedrückt.

„ Fig. 33—37. Rollvorrichtungen bei Rollschützen. Dieselben bezwecken, den durch den Wasserdruck bedingten Reibungswiderstand der Schützen an den Griesständern durch Anordnung rollender Reibung, statt der gewöhnlichen gleitenden, zu mindern. Hiebei können die Rollen entweder wie gewöhnlich an der Schütze, oder auch am Griesständer angebracht sein. Da hiedurch die Schütze mit den Griesständern nur in einzelnen Punkten in Berührung kommt, so sind behufs dichten Abschlusses der Schütze besondere Vorrichtungen erforderlich. — Fig. 33—33 b zeigt die bei der vorgenannten Schleusenanlage in Pless (Fig. 31) von Danckwerts angewendete Konstruktion eines solchen Apparates. Hiebei sind seitlich neben den Rollen, welche sich auf dem Flantsch der Griesständer lothrecht bewegen (Fig. 33 b) in den hölzernen Theil der letzteren, Flachschienen *a* keilförmig eingelassen, sodass sie in 2 m Höhe über dem Fachbaum um 50 mm in das Holz zurückspringen. Ebenso sind die lothrechten Endträger des Schützenrahmens keilförmig nach unten zulaufend hergestellt, indem von einem ⊓ Eisen der eine Flantsch abgeschnitten, der Steg keilförmig bearbeitet, und ein Winkeleisen wieder angenietet ist. Dadurch ist bewirkt, dass die Schütze nur solange, als sie unten auf dem Fachbaum aufsitzt, dicht schliesst. Sobald sie aber nur ein wenig lothrecht angehoben wird, entsteht zwischen den beiden schräg geneigten Dichtungsflächen ein Spielraum, welcher die rollende Reibung der Laufrollen wirksam werden lässt. Damit aber bei niedergelassener Schütze an den Gleitflächen nur eine so weit gehende Berührung stattfinde, als für den Abschluss des Wassers erforderlich, und der Wasserdruck dabei von den Rollen aufgenommen werde, so sind letztere in ihrer Entfernung von der Schützenwand entsprechend Fig. 33 stellbar, indem sie in einem auf keilförmigen Gleitflächen anliegenden Rahmen sitzen, welcher durch Drehen der Schraubenspindel *f* mittels eines Ansatzschlüssels gehoben oder gesenkt werden kann. — Fig. 34 ist eine Rollschütze, wobei die Rollen am Griesständer angebracht sind. Die Dichtung geschieht mittels eines die Fuge überdeckenden Lederstreifens. — Fig. 35 zeigt die Anordnung von hölzernen Rollschützen bei gemauerten Griespfeilern, wobei die Rollen an der Schütze angebracht sind, und längs eines am Pfeiler angebrachten Winkeleisens laufen. Die Dichtung ist wie bei der vorhergehenden, oder wie bei der folgenden Figur zu denken. — Fig. 36—36 a Rollschütze bestehend aus einem eisernen Rahmen und Bohlenbelag woran ausser den, den Wasserdruck aufnehmenden Rollen *a*, auch noch seitliche Rollen

b behufs genauer Geradführung angebracht sind. Die Abdichtung geschieht mittels einer losen Holzleiste *e*, welche durch den Wasserdruck gegen die Schütze und den in den Griespfeiler eingemauerten Pfosten *f* gepresst wird. Dieselbe wird nur durch die Arme *d* und die dieselben übergreifenden Klammern *r* mit der Schütze lose in Verbindung gehalten. — Fig. 37 zeigt noch eine Anordnung, wobei die Schütze im geschlossenen Zustand am Griespfeiler dicht anliegt, vor dem Aufziehen aber mittels eines Hebels davon entfernt und auf die Rollen *b c* gestützt wird.

Man kann aber auch zweckmässiger denselben Apparat umgekehrt am Griespfeiler anbringen und anstatt des Hebels zum Anheben des Rollenrahmens eine Winde und Kette anwenden.

Taf. IV, Fig. 1—4. Schützenwehre mit getheilten Schützen. Behufs Erleichterung des Aufziehens können grössere Schützen aus zwei oder mehreren Theilen bestehen, welche unabhängig von einander aus dem Wasser gezogen werden. — Fig. 1—1 a zeigt eine solche Anordnung, wobei die zwei Theile *a* und *b*, aus denen die Schütze besteht, durch Ketten *k*, von so grosser Länge mit einander verbunden sind, dass erst nach dem Emporziehen des oberen Theils über Wasser, der untere mitfolgt. Bei den Anordnungen Fig. 2 (Regulirungsschleuse am Plattensee) und Fig. 3 werden die beiden Schützenhälften unabhängig von einander, jede für sich durch einen besonderen Aufzugsapparat gehoben. Bei Fig. 4 schliesslich wird durch die Zahnstangen *z* zuerst der untere Schützentheil *b* gehoben, wonach durch die vorstehenden Haken *h* an der unteren Kante dieses Theiles der obere Theil *b* mitgenommen wird. — Mehrtheilige Schützenwehre mit Losständern sollen noch weiter unten besprochen werden.

Fig. 52.

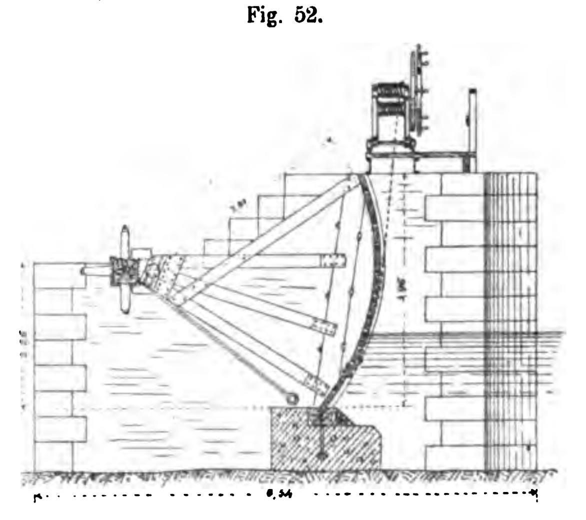
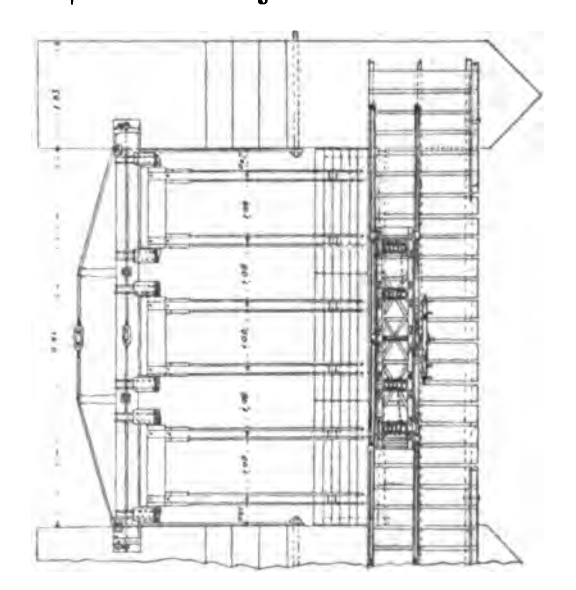


Fig. 52 a.



1: 120.
Taintor-Schützenwehr im Rock-River.

Schliesslich wären noch als eine eigenthümliche Art von Schützenwehren, die s. g. Cylinder-Schützen (Taintor-Schützen) zu erwähnen, wie solche in letzterer Zeit z. B. bei den kanalisirten Strecken des Rock-River (Illinois-Mississippi-Kanal) entsprechend Textfig. 52—52 a zur Anwendung gekommen sind. Hier bildet die Schützentafel ein Segment eines Cylindermantels mit wagrecht liegender Achse, dessen konvexe Fläche den Druck des gestauten Was-

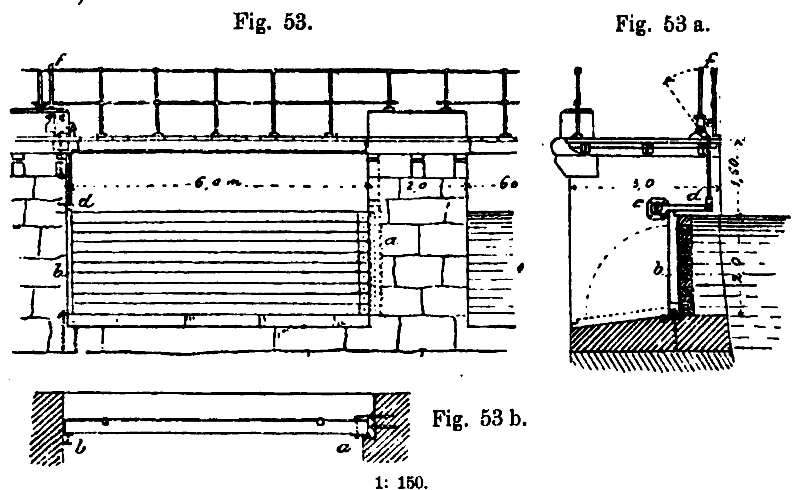
sers aufnimmt, und durch zwei speichenartige Rahmen auf eine kurze Welle überträgt, deren Achslager an einem quer über die 6 m weite Öffnung gelegten Träger befestigt ist. Letzterer ist ein nach zwei Achsen armirter Holzbalken mit drei paar Achslager, für drei je 5 m breite, dicht neben einander liegende Schützen. Das Heben und Senken derselben erfolgt von einer Brücke aus, durch eine auf Geleisen fahrbare Winde, die von einem einzigen Arbeiter bedient wird. Hiebei ist ausser einem Theil des Gewichtes der Schütze nur die Zapfenreibung zu überwinden, und wird das Heben noch mehr erleichtert, wenn die Achse des Cylindersegmentes etwas höher als die Drehungsachse gelegt wird, da dann durch den Wasserdruck ein nach oben wirkendes Drehungsmoment ausgeübt wird (ZfB. 1896, Ergänzungsheft S. 35).

c) Selbstöffnende Dammbalken- und Setzbohlenwehre.

Zur Vermeidung des Heraushebens der einzelnen Theile eines Dammbalken- oder Setzbohlenwehres, sowie zur Beschleunigung des Öffnens bei plötzlich eintretendem Hochwasser, hat man Vorrichtungen, welche es ermöglichen, die ganze Wehrwand plötzlich durch den Wasserdruck zu beseitigen.

Taf. IV, Fig. 5 zeigt ein solches Dammbalkenwehr, wobei sich die Balken *a* einerseits gegen einen festen Falz, am anderen Ende aber gegen einen beweglichen Ständer *b* lehnen, welcher unten um ein Scharnier drehbar ist, am oberen Ende dagegen durch einen Riegel *c* aufrecht erhalten wird. Sobald daher der Riegel zurückgezogen wird, fällt der Ständer, dem Drucke des Wassers nachgebend, um, und die Balken werden zur Seite geschwenkt. Um ein Fortschwemmen derselben zu vermeiden, kann jeder derselben mittels einer Kette auf der Seite des festen Falzes angehängt sein.

Eine solche Anordnung erhielten z. B. die Dammbalken-Aufsätze der Thalsperre des in neuester Zeit erbauten Stauweihers von Wierowitz in Mähren (Textfig. 53—53 b).



1: 150.
Selbstöffnende Dammbalken-Aufsätze bei der Thalsperre des Stauweihers von Wierowitz.

Diese Anlage besteht aus vier Überfallöffnungen von je 6 m Weite, deren jede mit 2 m hohen Dammbalken-Aufsätzen versehen ist. Die Balken sind entsprechend dem von oben nach uten zunehmenden Wasserdrucke dimensionirt,

und lehnen sich mit dem einen Ende an den Vorsprung *a* des gemauerten Pfeilers, mit dem anderen dagegen an einen **I** Eisen-Ständer *b,* welcher am unteren Ende gegen eine horizontale Drehungsachse, und am oberen gegen einen Vorsprung des Hebels *c d* gestützt ist. Wenn daher durch Bewegung des Handhebels *f e* mittels der Zugstange *e d* der Hebel *c d* aufgehoben wird, so fällt der Ständer *b* um, und wird hiebei durch eine am unteren Ende desselben angebrachte Winkeleisen-Knagge der unterste Balken, und damit auch die anderen, etwas gehoben und durch den Wasserdruck fortgerückt. Dieselben legen sich dann an Ketten hängend, an das entgegengesetzte Widerlager (ÖM. 1895, S. 177).

Taf. IV, Fig. 6. Dammbalkenwehr mit drehbarem Widerlags-Ständer. Die Dammbalken *a* lehnen sich hier gegen den um eine lothrechte Achse in die punktirte Lage drehbaren Ständer *b.* Derselbe wird durch vorgelegte Keile oder andere Sperrvorrichtungen in der gezeichneten Lage erhalten.

Der Ständer kann auch zum Ausheben eingerichtet sein, indem er mit dem unteren Ende in eine im Boden angebrachte Vertiefung gesteckt wird (vergl. Fig. 7 b & 7 c), welche Anordnung aber den Nachtheil hat, dass die Vertiefung durch Geschiebe leicht verstopft wird.

„ Fig. 7—7 d. Selbstöffnendes Setzbohlenwehr als Aufsatz auf einem festen Wehre. Die erste Bohle b_1 lehnt sich am Widerlager gegen eine lothrechte eiserne Stange *a*, welche mit dem unteren Ende in eine Bodenplatte gesteckt ist und oben in eine mit dem Handrad *S* versehene Schraubenspindel endet, wodurch die Stange emporgezogen werden kann. Zur Deckung der Fuge gegen das Widerlager wird ein kürzeres Bohlenstück *c* benutzt (Fig. 7 b). Am unteren Ende stützt sich die Bohle b_1 gegen einen durch die stellbare Strebe *s* gestützten, daher umlegbaren — oder sonst auch festen — Ständer *e*. Die folgende Bohle b_2 stützt sich mit dem einen Ende gegen die vorhergehende, und mit dem anderen wieder gegen einen solchen Ständer u. s. w.

Wird daher die Stange *a* emporgezogen, wodurch die Bohle b_1 auf jener Seite die Stütze verliert, so wird dieselbe durch den Wasserdruck abgeschwenkt, wodurch wieder die folgende Bohle b_2 die bezügliche Stütze verliert und fortgeschwemmt wird u. s. w. Da die Bohlen durch die Ketten *k* mit den unteren Enden der Streben *s* verbunden sind, so werden diese von den fortgeschwemmten Bohlen ausgerückt und die Ständer *e* niedergelegt.

„ Fig. 8. Selbstöffnendes Setzbohlenwehr mit zwei Bohlenreihen über einander, wobei die obere Reihe zuerst, unabhängig von der unteren beseitigt werden kann. Zu dem Behufe werden die ersten zwei über einander stehenden Bohlen *b* und *b'* am Widerlager wie im vorigen Falle durch eine in lothrechter Richtung verschiebbare Stange festgehalten, welche hier auf der Oberwasserseite liegt und mit je zwei Haken z_1 und z_2 versehen ist, die in entsprechende, an den Bohlen befestigte Ringe eingreifen. Durch Niederschieben der Stange werden diese Verbindungen gelöst, und zwar zuerst bei der oberen Bohle wo die Zapfen kürzer sind, worauf erst nach fortgesetzter Bewegung der Stange die untere frei werden kann. Im Übrigen geschieht die Stützung der Bohlen in gleicher Weise wie im vorigen Falle, nur müssen hier die Ständer *e* so hoch sein, dass sie auch die obere Bohlenreihe stützen.

„ Fig. 9. Dammbalkenwehr von Girardon, angewendet in der Loire. Hier stützen sich die 4 m langen Dammbalken mit dem einen Ende gegen die festen Falze der 8 m weiten Öffnung, und mit dem anderen gegen einen gemeinsamen, in der Mitte der Öffnung befindlichen beweglichen Ständer, bestehend aus einem von der umlegbaren Strebe *s* gestützten, unten mit einer Drehachse versehenen **T** Eisen. Wenn daher diese Strebe durch die Kette *k* vom Widerlager aus losgerückt wird, so fällt der Ständer um, und die Balken werden nach den Widerlagern hingeschwemmt, wo sie durch die Ketten *m* festgehalten werden.

d) Nadelwehre.

Die Nadelwehre bestehen aus einer dichten Reihe von schmalen Bohlen oder Latten (s. g. Nadeln) welche in aufrechter Stellung neben einander in das Wasser niedergeschoben sind, und sich an der Sohle gegen einen vorspringenden Falz (Schwelle) und über Wasser gegen einen Träger anlehnen. Durch eine längs diesem Träger geführte Laufbrücke (Dienstbrücke, Dienststeg) sind die oberen Enden der Nadeln vom Lande aus zugänglich.

Die Nadeln erhalten einen rechteckigen oder quadratischen Querschnitt, dessen Seitenlängen zwischen etwa 5 und 10 cm betragen und dem Wasserdruck entsprechend bemessen werden. Gewöhnlich wird die Dicke der ganzen Länge nach konstant angenommen, man kann aber, wie dies stellenweise geschehen, zur Minderung des Gewichtes auch die Dicke von der Stelle des grössten Biegungsmomentes nach beiden Enden abnehmen lassen. Mitunter werden die Nadeln oben mit Löchern versehen und mittels einer durchgezogenen Leine oder einem Drahtseil mit einander verbunden. Man kann dann das Wehr theilweise öffnen ohne die Nadeln ganz herauszuziehen, indem einzelne derselben nur soweit angehoben werden, dass sie die Schwelle verlassen, worauf sie vom Wasser fortgeschwemmt werden, jedoch an der Leine hängen bleiben. Man kann dann auch bei plötzlich eintretendem Hochwasser grössere Theile des Wehres, durch Fortnahme der oberen Stütze, auf einmal öffnen.

Das Einsetzen und die Herausnahme, sowie die Fortschaffung der Nadeln geschieht gewöhnlich von Hand, allein bei grösseren Stauhöhen werden hiezu Winden, Krahne und Rollwagen verwendet. Im ersteren Falle sind die Nadeln am oberen Ende zu einer Handhabe abgerundet, während sie behufs Hebung mittels Winde mit einem eisernen Bügel versehen sind.

Die den Nadeln am oberen Ende als Stütze dienenden Träger bestehen entweder aus festen hölzernen oder eisernen Balken oder aus Eisenstäben (gewöhnlich Winkeleisen oder Flacheisen, zuweilen auch Rundeisen), welche in gewissen gegenseitigen Abständen von festen Pfeilern oder Jochen, oder von beweglichen Böcken unterstützt werden. Diese tragen dann auch, wie bei den Schützenwehren die zur Bedienung der Nadeln erforderliche Lauf- oder Dienstbrücke. Die gegenseitige Entfernung dieser Pfeiler richtet sich nach den möglichen Ausmassen der Träger, und kann daher bei festen Pfeilern ziemlich gross angenommen werden, wogegen die beweglichen Böcke nur eine gegenseitige Entfernung von etwa 1,0 bis 2,0 m zu erhalten pflegen. Dies ist dadurch bedingt, dass sowohl die Böcke als auch die Träger und der als Laufbrücke dienende

Bohlenbelag der Laufbrücke, behufs leichter Handhabung, in den Ausmassen beschränkt sein müssen.

Die festen Pfeiler bestehen aus Mauerwerk, Holz, oder Eisen — die letzteren zwei in Form von einfachen Jochen. Die beweglichen Böcke bestehen bei kleineren Wehren gewöhnlich aus Volleisen, und sind die einzelnen Theile mit einander verschweisst oder verschraubt, während bei grösseren Stauhöhen hiezu genietete Formeisen-Konstruktionen (aus ⌊ Eisen, ⊔ Eisen etc.) verwendet werden. Gegenüber den Schützen haben die Nadelwehre den Vortheil grösserer Einfachheit, sowie dass dieselben ohne Anwendung einer festen Dienstbrücke, für beliebige Flussbreiten unter gänzlicher Freimachung des Flusses bei Hochwasser, Eisgang etc. benutzt werden können. Dagegen haben dieselben den Nachtheil minderer Dichtigkeit.

Taf. IV, Fig. 10—10a. Nadelwehr mit festen hölzernen Jochen am Firing-Wasserfall in Norwegen. Die am Felsboden mittels Steinschrauben befestigten Joche *B* haben eine gegenseitige Entfernung von 5 m. Die Nadeln *n* lehnen sich über Wasser gegen den hölzernen Balken *a* und am Boden gegen die hölzerne Schwelle *b*. Die Dienstbrücke besteht aus über die Joche gelegten Balken und einem querüber gelegten Bohlenbelag.

„ Fig. 11—11a. Nadelwehr mit festen eisernen Böcken in der Verlängerung der vorigen Anlage. Die Böcke *B* bestehen hier aus trapezförmigen Rahmen aus 55 × 55 mm Quadrateisen, welche unten unmittelbar im Felsboden befestigt sind. Dieselben haben einen gegenseitigen Abstand von 2 m und sind durch Balken *a* mit einander verbunden, gegen welche sich die Nadeln oben anlehnen, während unten hiezu wieder die Schwelle *b* dient. Als Laufbrücke dienen die über die Böcke gelegten Bohlen *c*.

Nebenstehende Textfig. 54 zeigt eine andere norwegische Wehranlage des Kanals von Ulefos nach Strengen, wobei ein deratiges Nadelwehr mit festen Böcken als Aufsatz auf einem festen Wehre projektirt worden ist. Der feste Theil besteht hier aus Steinkisten von 6 m Kronenbreite mit vier Längswänden aus Rundholz die durch Querwände gegen einander abgesteift sind. Das Nadelwehr besteht aus festen eisernen Böcken, welche in gegenseitigen Entfernungen von 5 m auf einem Balkenrost aufgesetzt sind.

Gegen diese Böcke lehnt sich unten zunächst auf 1,1 m Höhe ein Dammbalkenwehr, welches noch durch besondere kleine Zwischenböcke gestützt wird, worauf dann das eigentliche Nadelwehr mit einer grössten Nadellänge von 2,50 m folgt.

Fig. 54.

1: 200.
Wehr bei Ulefos.

An einer anderen Stelle derselben Kanalanlage, bei Vrangfoss, sollte der feste Theil eines solchen zusammengesetzten Wehres aus einem Mauerkörper von 6 m Kronenbreite, 22 m Fussbreite und ca

25 m grösster Höhe bestehen, und darauf ein Nadelwehr gleicher Art, wie im vorigen Falle aufgesetzt sein (CBl. 1890, S. 276).

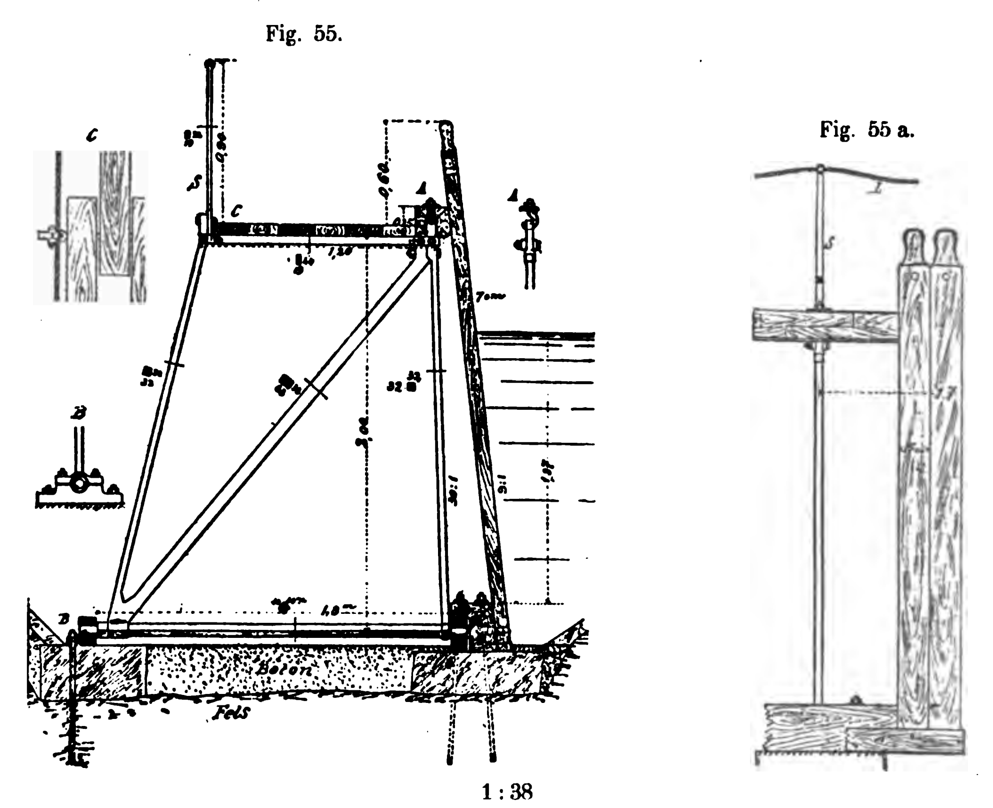
Taf. IV, Fid. 12. Nadelwehr mit beweglichen Böcken nach Poirée's System, gleichfalls angewendet beim obgenannten Firing-Wasserfall in Norwegen. Diese zuerst von Poirée im Jahre 1857 im Flusse Yonne bei Epineau eingeführte Konstruktion hat dann eine weitverbreitete Anwendung gefunden. Dieselbe kennzeichnet sich dadurch, dass die aus gechlossenen trapezförmigen, gehörig versteiften Rahmen bestehenden Böcke, um eine an der unteren Seite befindliche Drehachse auf den Flussboden umlegbar sind. Dieselben sind mit den die Nadeln stützenden Trägern verbunden und werden dadurch aufrecht erhalten.

Im vorliegenden Falle, wo das Nadelwehr als Aufsatz auf einem gemauerten Wehr dient, und wo die Böcke nur etwas über 2 m Höhe haben, bestehen dieselben aus Vierkanteisen, und haben einen gegenseitigen Abstand 2 m.

Eine ähnliche Anordnung zeigt das in Textfig. 55—55a ersichtliche, in

Fig. 55.

Fig. 55 a.

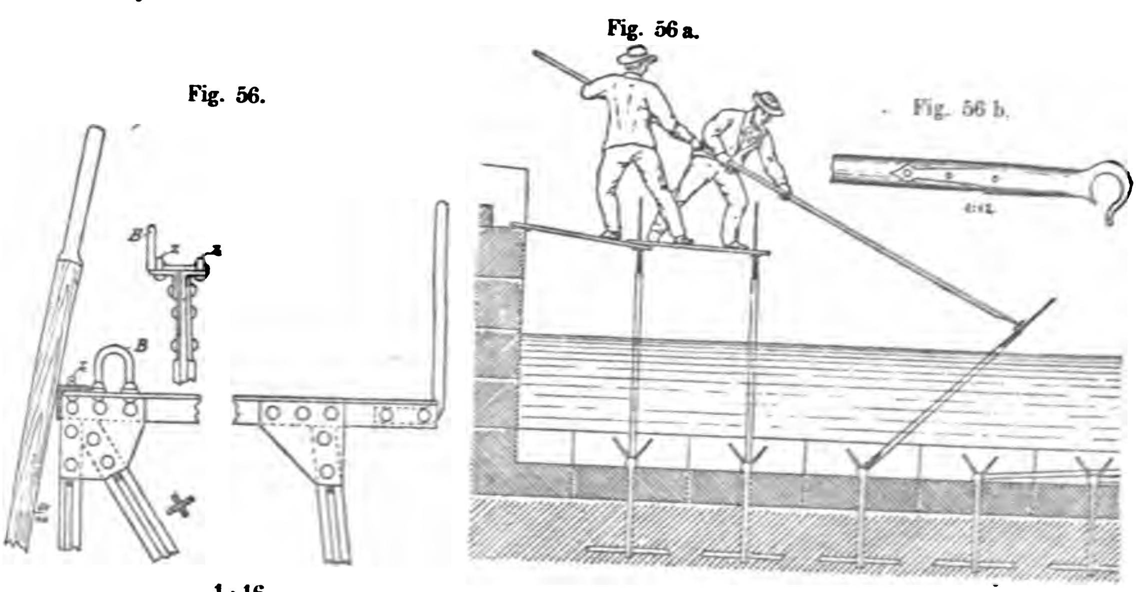


1 : 38
Nadelwehre in Tammerfors.

neuerer Zeit angelegte Nadelwehr in Tammerfors (Finnland), wobei die 2 m hohen und 1,7 m von einander entfernten Böcke gleichfalls aus Vierkanteisen bestehen, und durch Balken von 15 × 15 cm mit einander verbunden sind, welchen zum Anlehnen der 7 cm dicken und 15 cm breiten Nadeln dienen. Diese Balken, sowie die 5 × 15 cm starken Bohlen der Laufbrücke reichen hier über je zwei Felder, und sind erstere über jedem zweiten Bock durch Überblattung mit einander verbunden und mit dem Bocke verschraubt, während die zwischenliegenden Böcke nur mit einem Zapfen in den Balken eingreifen. Auf der Niederwasserseite hat jeder Bock einen Geländerständer *S*, gegen ein Niederfallen von hingelegten Nadeln etc., sowie als Halt-

punkt für die Arbeiter bei Begehung der Brücke, zu welchem Zwecke hier auch die durchgezogene Leine *L* dient (TFF. 1893).

Nachstehende Figuren 56—56 b zeigen eine weitere Variation eines derar-



Nadelwehr in der Saar bei Saarbrücken.

tigen Nadelwehres älteren Datums, angewendet in der Saar bei Saarbrücken.

Die 2.1 m hohen und 1 m von einander entfernten Böcke bestehen hier aus Kreuzeisen und Winkeleisen, welche an den Ecken mittels Knotenblechen zusammengenietet sind. Hiedurch gewinnt die Konstruktion an Solidität und haben die einzelnen Theile durch die grössere Steifigkeit, einen verhältnissmässig grösseren Widerstand gegen Knickung und zufällige Verbiegungen als bei Volleisen. Die gegenseitige Verbindung der Böcke geschieht hier durch Winkeleisenstücke von 1 m Länge, welche an den Enden gelocht und auf die Zapfen *z* der Böcke aufgeschoben sind. Die Nadeln haben quadratischen Querschnitt von 60 × 60 mm Stärke. Das Aufziehen der niedergelegten Böcke geschieht hier entsprechend Fig. 56 a mittels eines Wehrhakens (Fig. 56 b), durch welchen der Bock am Bügel *B* erfasst wird (ZfB. 1866, Bl. 34—35).

Taf. IV, Fig. 13—13 f. Nadelwehr in der Mosel bei Vaux. Die 2.4 m hohen und 1,1 m von einander entfernten Böcke bestehen hier aus Winkeleisen und ⊔ Eisen, welche mittels Knotenblechen zusammengenietet sind. Zur gegenseitigen Verbindung der Böcke und als obere Stützen für die Nadeln dienen wieder wie im vorigen Falle Winkeleisen, aufgesetzt auf vertikalen Zapfen, neben dem hier auch noch auf der anderen Seite des Bohlenbelages eine solche Winkeleisenverbindung angeordnet ist (Fig. 13 a). Die Böcke sind auch hier mit Geländerständern und [illegible] gezogener Leine zum Anfassen durch die Arbeiter versehen.

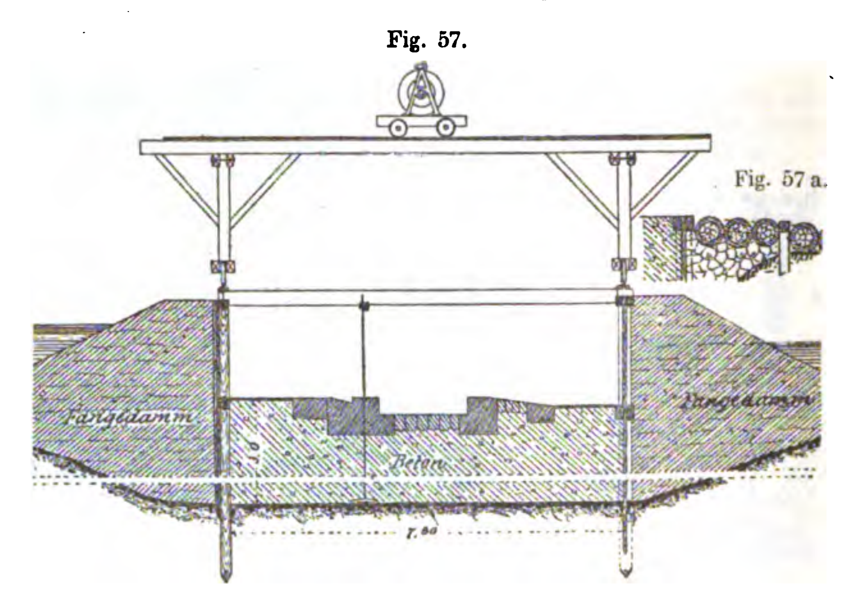
Da die Böcke durch den Wasser[illegible] einem Kanten um den [illegible] *D* ausgesetzt sind, diese Zapfen somit nach unten [illegible] die anderen [illegible] dagegen nach oben gezogen werden, so sind die ersteren Zapfenlager [illegible] offen (Fig. 13 d, 13 f), die anderen dagegen geschlossen und mit einer [illegible] förmigen Mündung versehen (Fig. 13 [illegible], 13 e), wodurch es ermöglicht [illegible] die Böcke ohne Hilfe von Tauchern stets [illegible] [illegible] einsetzen

zu können. Zur Befestigung des Lagers *C* ist dieses mit dem davor liegenden Fundamentquader, und dieser wieder entsprechend der nachfolgenden Textfigur 57 mit dem 3 m tiefen Betonfundament verankert. Das Anlegen der Nadeln geschieht gegen einen an diesen Quadern ausgehauenen und mit Winkeleisen belegten Absatz (Fig. 13).

Das Aufziehen der Böcke geschieht mittels der von Bock zu Bock hängenden Ketten, wie dies weiter unten besprochen werden soll.

Textfig. 57—57 a zeigt die Gesammtanordnung des Fundaments während der

Fig. 57.



Nadelwehr bei Vaux. Ausführung des Fundaments.

Ausführung, bestehend aus einem zwischen Spundwänden eingeschlossenen Betonkörper von 7,8 Breite und 3,0 m Tiefe, welcher an der Oberfläche mit einer Quaderverkleidung versehen ist, und in dessen Verlängerung auf der Unterwasser-Seite das Sturzbett mit Senkfaschinen etc. befestigt wurde (Fig. 57 a). Die Ausführung des Fundaments, geschah unter Abschluss der Baugrube mittels beiderseitiger offener Fangdämme (ZfB. 1874, Bl. 42 & Textbl. D). — Bei einer gleichartigen Nadelwehranlage über die Seine bei Coudray wurden die Fundamente (von 7,0 m Breite und 3,5 m Tiefe), nach dem Luftdruckverfahren mittels Caisson ausgeführt (NA. 1884, — CBl. 1885 — Vergl. »Grundbau» des Verf. S. 116).

Taf. IV, Fig. 14—14 d. Nadelwehr über die Saar zu Ensdorf. Die Gesammt-Anordnung des Wehres und die Konstruktion der Böcke ist hier die gleiche wie im vorigen Falle. Wie aus dem Längenschnitt des Wehres Fig. 14 zu ersehen, sind die Böcke durch Ketten von solcher Länge mit einander verbunden, dass beim Niederlegen eines Bockes der nächste aufrecht stehen, und von diesem aus der niedergelegte mittels der Kette emporgezogen werden kann. Hiebei ist zu beachten, dass bei grösserer Höhe und kleinerer gegenseitiger Entfernung der Böcke, für das Niederlegen des ersten Bockes nach dem Widerlager zu, dieses hinderlich im Wege steht, daher die Entfernung hier etwas grösser angenommen, und im Widerlager eine Nische *q* ausgespart wird. Die Nadeln haben hier einen Querschnitt von 65 × 65 mm. — Fig. 14 d zeigt den Lageplan der Wehranlage, woraus deren Zweck (Aufstau des Flusses zu Schifffahrtszwecken) zu ersehen ist. Der Durchgang der Schiffe wird durch einen, mit einer Kammerschleuse *S* versehenen Umlaufkanal vermittelt. Der in der Mitte des Flusses befindliche Pfeiler *W* dient als Fischpass, und hat zu

dem Zwecke die in Fig. 14, 14 b und 14 c ersichtliche Anordnung. Derselbe ist nämlich hohl und steht der Innenraum für den Durchgang der Fische mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung, so zwar dass das aufgestaute Wasser auf einer schiefen Ebene ständig niederströmt, dabei aber durch in Zickzack gestellte Querwände gehemmt, und dadurch der Aufstieg der Fische ermöglicht wird. Wie aus Fig. 14 zu ersehen, ist für das Niederlegen der Böcke auch in diesem Pfeiler, wie in der rechtsseitigen Wehrwange eine Nische *g* ausgespart.

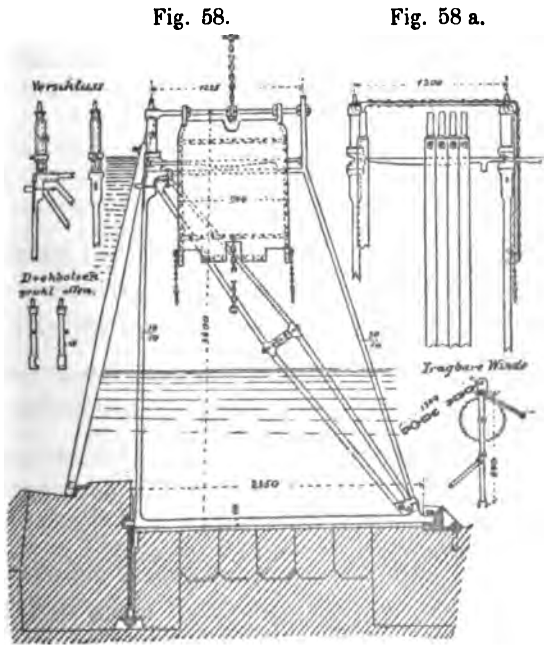
Auch das vorgenannte Wehr über die Mosel bei Vaux hat einen solchen Fischpass-Pfeiler.

Taf. IV, Fig 15. Kombinirtes festes Wehr und Nadelwehr über die Maas bei Seraing. Diese gebrochene Wehranlage, bestehend aus einem festen Überfallwehr W_1 von ca. 150 m Länge in der Richtung des Flusses, und zwei dagegen winkelrechten Nadelwehren W von je 60 m Länge, bezweckt gleichfalls einen Aufstau zu Schifffahrtszwecken, wobei aber zur Vermeidung von Überschwemmungen bei plötzlich eintretendem Hochwasser, dieses stets über dem festen Wehre einen Abfluss findet.

" Fig. 16. Grösseres Nadelwehr mit fahrbarer Winde und Krahn zum Aufziehen der Nadeln, in der Seine bei Port-à-l'Anglais. Die Nadeln sind hier am oberen Ende mit einem Haken versehen, welcher mit seinem unteren Theil über das als Träger für die Nadeln dienende Rundeisen greift, so zwar, dass die Nadeln unter Durchlassung des Wassers daran hängen bleiben, sobald sie unten von der Schwelle losgerückt werden (eine Anordnung welche zuerst in der Loire bei Roanne, dann in der Marne bei Joinville angewendet wurde). Demnach kann hier das Wehr geöffnet werden, ohne die Nadeln ganz zu beseitigen. Der obere, nach vorne abgebogene Theil dieses Hakens dient zum Anfassen durch die Winde beim Losrücken der Nadeln, während das vollständige Emporziehen mittels eines am oberen Bügel angreifenden Schwengel-Krahns geschieht.

Es sei hier noch eine Nadelwehr-Anordnung älteren Datums erwähnt, welche bereits im Jahre 1839 in Frankreich, und dann 1845 in der belgischen Maas mit gutem Erfolg zur Anwendung gekommen ist, weshalb dieselbe auch in neuerer Zeit z. B. bei der Kanalisirung des Mains zwischen Frankfurt und Mainz (vollendet 1886) Anwendung gefunden hat. Hiebei wurden zur Erreichung einer grösseren Fahrtiefe in dieser Flusstrecke an 5 Stellen, in gegenseitigen Entfernungen von etwa 7 bis 8 km Nadelwehre eingebaut, deren Anordnung mit jenen an der belgischen Maas übereinstimmt (vergl. Martial Hans Mem. sur les travaux de Canalisation de la Meuse — deutsch von E. Düsing. Wiesbaden 1885).

Fig. 58. Fig. 58 a.



1:60

Nadelwehr im Main zwischen Frankfurt & Mainz.

Die Wehrböcke bestehen hier, entsprechend Textfig. 58—58 a, aus Volleisen, und haben eine gegenseitige Entfernung von 1,2 m. Dieselben sind am oberen Ende durch eine Laufbrücke mit einander verbunden, welche hier aus einer Reihe von Blechtafeln besteht, die mit dem einen Ende an einem Bocke drehbar

befestigt sind, während sie mit dem anderen Ende durch geisfussartige Klauen den folgenden Bock fassen. Zur Sicherung gegen ein Abheben dieses Endes dienen die an einem Kettchen hängenden Vorstecker, wie selbe in der Figur ersichtlich sind. — Diese sonst zweckmässige Anordnung hat jedoch angeblich wegen der Schlüpfrigkeit der Eisenplatten keine grössere Verbreitung gefunden (vergl. GC. 1888—89, S. 21).

Die Böcke sind ausserdem unter der Laufbrücke noch durch eine Reihe von Eisenstangen mit einander verbunden, gegen welche sich die oberen Enden der Nadeln anlehnen. Dadurch dass diese Stangen plötzlich ausgelöst werden können, ist es möglich sämmtliche Nadeln zwischen zwei Böcken auf einmal zu beseitigen, was öfters nöthig sein kann, wenn bei plötzlich eintreffendem Hochwasser Überschwemmungen vermieden werden sollen. Die bezügliche Vorrichtung (von Kummer) besteht darin, dass die Verbindungsstange mit dem einen Ende um eine vertikale Achse drehbar an dem einen Bocke befestigt ist, während sie sich mit dem anderen Ende gegen das halbcylindrische Ende eines Drehbolzens anlehnt, durch dessen Drehung um 90 ° das Stangenende frei gemacht werden kann, worauf dann die Stange durch den Druck der Nadeln wagrecht abgerückt wird. Damit die Nadeln hiebei nicht fortgeschwemmt werden, sind dieselben an einer längeren Leine befestigt, welche durch die an ihrem Kopfe angebrachten Oesen gezogen ist, und werden dann unterhalb des Wehres emporgezogen. — Die Bewegung des Drehbolzens geschieht durch einen Stockschlüssel, welcher auf den viereckigen Kopf des Bolzens aufgesetzt wird.

Zum Aufrichten und Niederlegen der Böcke wird die nebenan ersichtliche tragbare Winde angewendet, welche mit ihren Klauen an der obersten Querstange eines Bockes aufgestellt, und mittels Carabinerhakens an den vorhergehenden Bock, bezw. einen am Widerlager befindlichen Ring befestigt wird. Die Nadeln bestehen aus Tannenholz, sind in der Mitte stärker als an den Enden und gegen Abnutzung an der Anschlagstelle unten mit einem kleinen Blechbeschlag versehen. Dieselben haben einen einmaligen Anstrich von Carbolineum Avenarius erhalten.

Zum sicheren Betreten der Laufbrücke ist über das ganze Nadelwehr ein einseitiges abnehmbares Geländer gezogen, dessen Handgriff aus einem Drahtseil besteht. Es hat sich gezeigt, dass Personen, welche die Brücke ohne Geländer nicht zu betreten wagen, dieselbe bei vorhandenem Geländer mit grosser Sicherheit überschreiten können (ZfB. 1888).

e) Mehrtheilige Schützenwehre mit Losständern.

Nachdem bei grösseren Stauhöhen Nadelwehre den Nachtheil haben, dass die Nadeln zu grosse, schwer zu handhabende Dimensionen erhalten müssten, und kein so rasches Öffnen des Wehres gestatten würden, wie es oft nothwendig ist, so kann es in solchen Fällen zweckmässiger sein, zwischen den beweglichen Böcken gleicher Art wie die oben angeführten, oder sonstigen Losständern, horizontale, über einander gelegte, lose Bohlen oder Tafeln, oder lose zusammenhängende, einen Vorhang (Rollladen) bildende Holzstäbe oder Latten anzuwenden.

Hiedurch erwächst der Vortheil, dass die Bohlen bezw. Tafeln oder Latten entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten dicker ange-

nommen werden können, daher insgesammt weniger Material erfordern, und leichter zu beseitigen sind, als Nadeln.

Taf. IV, Fig. 17—17 a. Wehr mit Einlegbohlen und Poirée'schen Böcken, erbaut von Janicki im Moskva-Flusse bei Pererva. Vor jedem Bock ist nach Art der Nadeln ein hölzerner Ständer niedergesenkt, welcher in der Mitte der Länge nach mit einer Leiste versehen ist, wodurch die für die Bohlen *b* erforderlichen Falze gebildet sind. Die gegenseitige Entfernung der Böcke beträgt 1,25 m. Zum Fassen der Bohlen ist jede derselben mit zwei durchgeschobenen Holzzapfen versehen, und werden zum Heben und Niederschieben der Bohlen zwei Stangen mit Haken benutzt. Das erste Feld ist hier mit Nadeln geschlossen.

„ Fig. 18—19 a. Wehr mit Einlegbohlen und beweglichen Böcken von Janicki. Die Böcke bestehen aus doppelten Rahmen welche in der Richtung des Flusses niederzulegen sind, und von Streben gestützt werden, welche sich am Boden gegen eiserne Schuhe mit Gleitrinne stemmen (Fig. 18). Beim Ausrücken der Streben gleiten dieselben in die Rinnen und der Bock fällt nieder. Zum Aufrichten der Böcke und zum Einlegen und Ausheben der Bohlen dient ein fahrbarer Krahn, welcher auf einem über die Böcke ausgelegten Geleise bewegt wird.

„ Fig. 20—20 a. Wehr von Boulé, in der Seine bei Port-à-l'Anglais, bestehend aus Poirée's Böcken und grösseren Einlegtafeln. Hier haben die aus Bohlen zusammengefügten Tafeln *a* eine Breite von 1,08 m und eine Höhe von 1,3 m. Dieselben sind mit einem Bügel versehen, woran sie durch die Kette einer fahrbaren Winde mit Krahn erfasst werden. Die Fortschaffung der Tafeln geschicht auf kleinen Rollwagen (vergl. GC. 1888—89 Tom. XIV, S. 24).

„ Fig. 21—21 b. Wehr mit hängenden Losständern und eisernen Einlegtafeln, über die Elbe, bei Pretzien, oberhalb Magdeburg. Diese grossartige Wehranlage, welche einen Wasserdruck bis zu 3 m Tiefe aufzunehmen hat, bezweckt die zeitweilige Absperrung des rechtseitigen Elbarmes, der s. g. »Alten Elbe« zum Schutze der in jener Niederung befindlichen Kulturen, zu Zeiten da die gesammten Wassermassen des Flusses ohne Gefahr für die linksufrige Niederung und die Stadt Magdeburg auf dieser Seite abgeführt werden können. Die Anlage besteht aus beiderseitigen gemauerten Widerlagern und neun Öffnungen von je 12,55 m lichter Weite, zwischen gemauerten Mittelpfeilern. Über diesen Pfeilern läuft eine zweitheilige Brücke, nämlich stromabwärtz eine Blechbrücke von 0,86 m Höhe und 2,3 m Entfernung zwischen den Trägern, und neben derselben eine hölzerne Balkenbrücke.

An dem einen Träger der eisernen Brücke hängen in Gelenken *c* (Fig. 21 a) die aus zwei zusammengenieteten ⊔ Eisen bestehenden Losständer (Fig. 21 b) von ⊥ förmigem Querschnitt, 4,6 m Länge und 1,4 m gegenseitigem Abstand. Jede Öffnung hat 8 solche Ständer. Am unteren Ende stützen sich dieselben gegen einen am Fundament angeschraubten gusseisernen Schuh unter Vermittlung einer Sperrklinke *a b* (Fig. 21 a), welche durch die Kette *k* von der Brücke aus losgerückt werden kann, wodurch der Ständer frei wird, und durch dieselbe Kette nach dem Unterwasser zu, unter die Brücke emporgezogen werden kann. Hiedurch entsteht der Vortheil, dass die Ständer unbehindert von Wasserdruck und Eishindernissen emporgezogen werden können, und dass im Nothfall das Wehr auch geöffnet werden kann, ohne vorheriges Aufziehen der Schützentafeln. Ausserdem kann aber die Bewegung der Ständer auch nach vorne geschehen. Das Anziehen der Kette *k* geschieht durch eine fahrbare Winde *W*. Beim Einstellen wieder, werden die Ständer zunächst durch eine vordere Kette gegen den etwaigen Wasserdruck nach dem Oberwasser zu gezogen und dann zurückgelassen, bis die Sperrklinke durch ihr Gewicht in den Schuh einfällt. Gegen seitliche Schwankungen sind die Ständer durch die in Fig. 21 b ersichtlichen, nach dem angrenzenden Gelenk geführten Streben abgesteift.

Die Schützentafeln bestehen aus Buckelplatten *s* von 1,31 m Breite, 0,837 m Höhe und 6 mm Dicke, und werden mittels Haken *d* (Fig. 21 c) lose an den Ständern festgehalten, so dass sie längs denselben gleiten können. Das Aufziehen und Niedersenken derselben geschieht durch je zwei Ketten *i* (Fig. 21 b) welche an der Brücke eingehängt sind, und mit besonderen Schützenwinden in Verbindung gebracht werden.

Der Unterbau besteht aus einem zwischen Spundwänden eingefassten Mauerkörper von 3,8 m Höhe und 7,5 m Breite, welcher aus einem Betonfundament von 1,2 m Höhe und einen Bruchstein-Mauerkörper, zusammengesetzt, und oben mit einer Quaderschicht von 0,8 m Dicke bekleidet ist.

Unterhalb befindet sich ein mittels Steinschüttung und Spundwänden befestigtes Sturzbett von 29 m Breite, wovon die ersten 8 m mit grösseren Pflastersteinen abgedeckt sind.

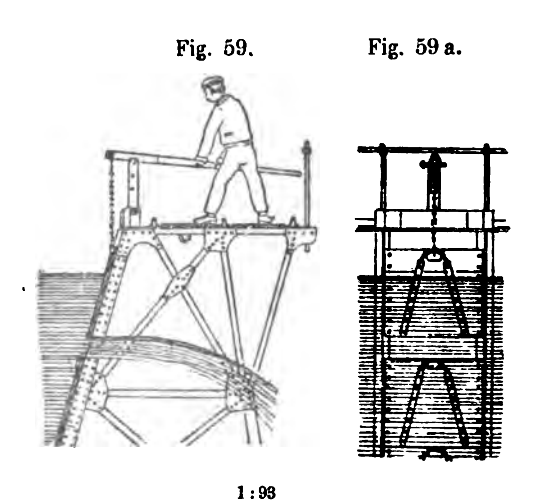
Das ganze Wehr kann mit Hilfe von 3 Ständerwinden und 8 Schützenwinden durch 20 Arbeiter in 8 Stunden geöffnet oder geschlossen werden. Die Anlagekosten betrugen 643,000 Mk.

Taf. V, Fig. 1—3 a. Rollladen-Wehr von Caméré mit Poirées'chen Böcken, in der Seine bei Suresnes. Dieses in neuerer Zeit aufgekommene Wehrsystem besteht darin, dass der Raum zwischen je zwei Losständern (hier Poirée's Böcke) durch einen Rollvorhang (rideau articulé) abgedeckt wird, welcher aus wagrechten, durch Gelenke mit einander verbundenen Holzstäben besteht. Die Stabdicke nimmt, entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes, von oben nach unten zu, und ist am unteren Ende des Vorhanges ein gusseiserner Halbcylinder angehängt, theils als Ballast, um den Vorhang gehörig niederzuziehen, theils um damit dessen Aufrollen beim Emporziehen zu ermöglichen (vergl. Fig. 3—3 a und 4—4 a). Letzteres geschieht in der Art, dass der niedergelassene Vorhang mit dem oberen Ende durch zwei Ketten an einem provissorischen Geländer *a* hängt, während eine dritte Kette *AB* (Fig. 1, Fig. 4) mit einem Ende am Geländer befestigt, dann um den Vorhang geschlungen und über eine am Geländer angebrachte Walze zu einer fahrbaren Winde auf der Laufbrücke geführt ist.

Der gegenseitige Abstand der Böcke beträgt hier 1,25 m und die aufgestaute Wassertiefe über $4\,^1/_2$ m. Fig. 2 zeigt eine Kombination der Systeme Boulé und Caméré, angewendet bei einem Theile desselben Wehres über die Seine bei Suresnes, wobei die Felder zwischen den Losständern abwechselnd mit Schützentafeln und mit Rollläden geschlossen sind.

Zum theilweisen Ablassen des Wassers werden hier die obersten Schützentafeln entsprechend Textfig. 59—59 a mittels eines Hebels emporgezogen (souflage), während zum vollständigen Ausheben derselben ein Krahn wie in Fig. 19 Taf. IV benutzt wird. Zum Aufziehen der urnteen Tafeln wird eine Winde angewendet.

Fig. 59. Fig. 59 a.

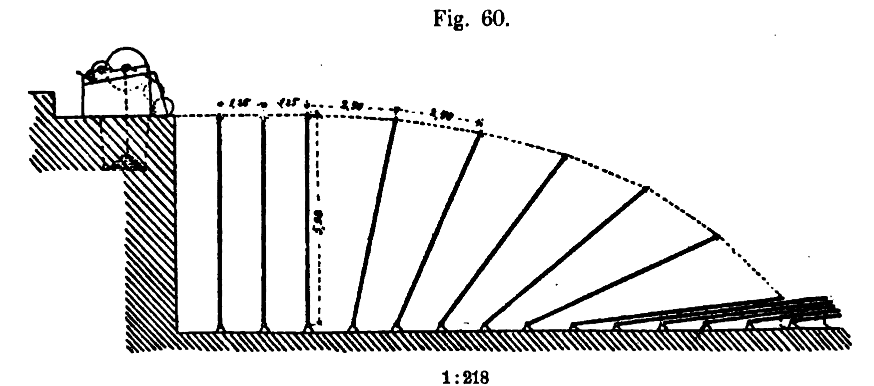


1:93

Rollladen- und Schützenwehr bei Suresnes.
Aufziehen der obersten Schützen.

Das Niederlegen und Aufziehen der Wehrböcke geschieht hier entsprechend Textfig. 60 vom Widerlager aus, mittels einer von Hand bewegten Winde und einer durchlaufenden stellbaren Kette.

Fig. 60.



1:218

Rollladen- und Schützenwehr bei Suresnes. Bewegung der Wehrböcke.

Der Unterbau dieses grossartigen Wehres besteht aus einem Mauerkörper von 15 m Breite und 6 m bezw. 4,64 m Tiefe an den Seiten und in der Mitte, unter den Wehrböcken (AdP. 1889 II, S. 86 — GC. 1888—89 Tom. XIV — CBl. 1885, S. 469 — ÖZ. 1893 S. 84).

Taf. V, Fig. 4—5. Rollladenwehr von Caméré und Lagréné, mit hängenden Losständern, in der unteren Seine bei Poses. Diese grossartige Wehranlage hat dem Wesen nach die gleiche Anordnung wie jene über die Elbe bei Pretzien (Taf. IV Fig. 21), nur werden hier anstatt Schützentafeln zwischen den Losständern Rollvorhänge angewendet. Die Anlage besteht aus gemauerten Pfeilern von 4 m Dicke, 15,25 m Höhe und 34,0 m gegenseitigem lichten Abstand, über welchen Pfeilern zwei eiserne Fachwerksbrücken, in einem gegenseitigen Abstand von 8,16 m von Mitte zu Mitte, gelegt sind.

Die Losständer *s* haben eine gegenseitige Entfernung von 1,3 m, eine Länge von ca. 11 m, und sind in Gelenken an der unteren Brücke aufgehängt. Dieselben werden hier nach dem Oberwasser zu mittels der Winde W_1 unter die obere Brücke emporgezogen. Die Rollläden haben die gleiche Anordnung wie vorher beschrieben (Fig. 4 a—4 c), bestehend aus Holzstäben von 1,14 m Breite*) 60 mm Höhe und 35 bis 70 mm Dicke, von oben nach unten zunehmend. Das Auf- und Abrollen derselben geschieht mittels der auf einer Laufbrücke beweglichen Winde W_2 welche Brücke über die umlegbaren Konsolen *k* den Losständern entlang ausgelegt ist. Soll ein bis über Wasser aufgerollter Vorhang beseitigt werden, so wird derselbe mittels der Winde *W* zur Fachwerksbrücke emporgezogen, und auf derselben zum Ufer geführt.

Das perspektivische Bild Fig. 5 zeigt die Rollläden in verschiedenen Stadien.

f) Klappenwehre.

Hieher gehören zahlreiche Wehrkonstruktionen von sehr verschiedener Art, die sich dadurch kennzeichnen, dass sie aus hölzernen oder eisernen Tafeln (Klappen) bestehen, welche um eine wagrechte oder lothrechte Achse drehbar sind, und hiedurch ein Öffnen des Wehres ermöglichen. Bei wagrechter Drehungs-

*) In Fig. 4 c, welche das Detail des unteren Endes in der Mitte angiebt, soll anstatt 1,14 richtig 0,57 stehen.

achse liegt dieselbe entweder an der unteren oder an der oberen Kante der Klappe, oder dazwischen. Das Umlegen und Aufrichten der Klappen geschieht entweder von Hand, durch Ausrücken bezw. Einstellen von stützenden Streben, oder durch den Wasserdruck, und zwar in letzterem Falle entweder durch Handhaben von bezüglichen Absperrvorrichtungen für das Druckwasser, oder selbstthätig, indem sich die Klappen bei Erreichung einer gewissen Stauhöhe von selbst öffnen.

Die Klappenwehre eignen sich im Allgemeinen weniger für grössere Stauhöhen, können aber bei letzeren namentlich als Aufsätze auf festen Wehren mit Vortheil zur Anwendung kommen, an Stellen, wo gefährliche Hochwässer nur eine beschränkte Höhe fester Wehre zulassen.

Taf. V, Fig. 6. Klappenwehr von Thenard, bestehend aus zwei Reihen von gegen einander liegenden, an der unteren Kante mit Scharnieren versehenen Klappen, von denen die stromabwärtz gelegenen, eigentlichen Hauptklappen, mittels je einer Strebe gestützt sind, welche oben in einem Gelenke an der Klappe befestigt ist, und sich unten gegen eine gusseiserne Stützplatte stemmt. Letztere ist mit einer Gleitrinne versehen, in welcher die seitwärtz gerückte Strebe abgleitet, wenn die Klappe niedergelegt werden soll. Hiebei kann das seitliche Verschieben der Streben entweder an der Stelle durch Losrücken mittels eines Wehrhakens, oder in anderer später zu beschreibender Weise geschehen (vergl. Fig. 19 a, sowie Textfig. 66 & 67 a).

Die andere Klappe *a* (Gegenklappe) dient nur zur Erleichterung des Aufrichtens der Stauklappe, und soll etwas niedriger sein, als die letztere (vergl. Fig. 7). Das Aufrichten der Stauklappen geschieht nämlich hier mittels Wehrhakens vom Oberwasser, bezw. einem Boote oder einer Brücke aus, wobei zuerst die Gegenklappe aufgerichtet, und in deren Schutz dann die Stauklappe aufgezogen wird, bei welcher sonst der volle Wasserdruck zu überwinden wäre. Da die Gegenklappe etwas nach rückwärtz geneigt ist, so fällt sie nach Aufrichtung der Stauklappe von selbst wieder nieder. Bei niedergelegter Stauklappe braucht dann die Gegenklappe nur etwas gehoben zu werden, worauf sie sich durch den Druck der Strömung von selbst aufrichtet, und dann in der höchsten Lage durch eine Kette festgehalten wird.

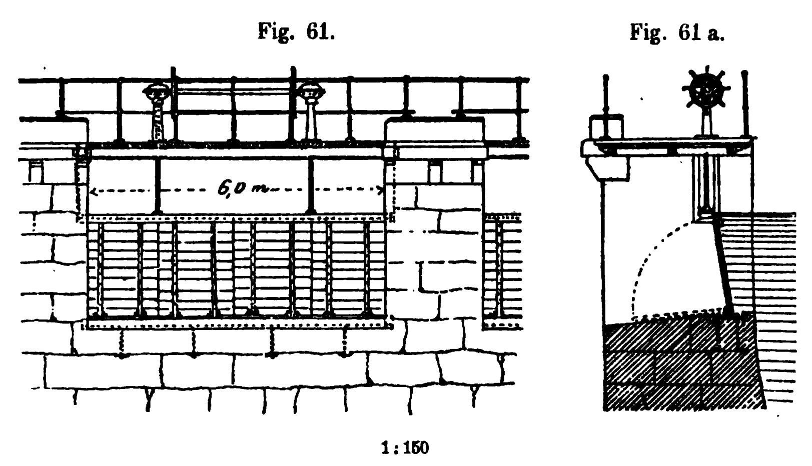
Thenard verwendete zuerst im Jahre 1829 ein derartiges Wehr als Aufsatz auf einem festen Wehre im Isleflusse, wobei die Klappen eine Höhe von 1 m und eine Breite von 2 m hatten.

„ Fig. 7. Thenard'sches Klappenwehr angewendet von englischen Ingenieuren in Indien. Hiebei ist die Gegenklappe statt mittels Kette durch ein Gelenke nach rückwärtz verankert, wodurch diese Klappe nicht von selbst niederfallt, sondern nur beim Niederdrücken des Gelenkes.

Eine eigenartige Klappenwehranlage zeigen die in nachstehender Textfig. 61—61 a ersichtlichen Klappen-Aufsätze beim Überfallwehr des Stauweihers von Jaispitz in Mähren. Die Anlage besteht aus zwei Überfallöffnungen von je 6,0 m lichter Weite, welche durch je vier Klappen von 1,5 m Höhe geschlossen sind. Diese sind um Scharniere an der unteren Kante drehbar, während sie sich mit der oberen Kante gegen einen eiseren ⊢⊣ Träger lehnen, welcher sich mit seinen Enden gegen die gemauerten Pfeiler stützt, und an zwei Zahnstangen hängt, durch welche er bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes emporgezogen werden kann, worauf sämmtliche vier Klappen gleichzeitig niederfallen (ÖM. 1895, S. 132).

Taf. V, Fig. 8. Segmentwehr, mit veränderlicher Stauhöhe. Diese alte, zuerst von Poirée in der Seine angewendete Konstruktion, besteht aus einer Wehrtafel in

Fig. 61. Fig. 61 a.



1:150

Klappenaufsätze beim Stauweiher von Jaispitz.

Form eines Cylindersegmentes, welches durch Speichen mit der über Wasser befindlichen Drehungsachse in Verbindung steht, und mittels einer Winde in verschiedene Höhen gehoben werden kann. Die Anordnung hat jedoch den Nachtheil der Schwerfälligkeit und ist daher nicht mehr gebräuchlich. Dem Principe nach ist dieselbe der früher beschriebenen Cylinderschütze von Taintor ähnlich (vergl. Textfig. 52).

Taf. V, Fig. 9. Älteres selbstthätiges Rollladen (Jalousie)-Klappenwehr. Die Klappen *a b* bestehen hier, wie die Caméré'schen Rollläden, aus wagrechten Holzstäben, welche mittels durchgezogener Lederriemen mit einander in Verbindung stehen und an den Fugen mit Lederstreifen abgedichtet sind. Am unteren Ende ist die Klappe an einer Bodenschwelle befestigt, und lehnt sich an den Seiten gegen Rahmen, welche nach dem Oberwasser zu gebogen sind. Die Holzstäbe werden daher durch den Auftrieb und den Druck des aufgestauten Wassers stets gegen diese Rahmen angedrückt.

Über solche Klappen können Schiffe mit schräg ansteigendem Boden nach beiden Richtungen unmittelbar hinweg fahren, wobei die Klappe, wie in der Figur mit punktirten Linien angedeutet, niedergedrückt wird, und nach dem Passiren von selbst wieder emporsteigt.

In Holland, wo derartige Wehre hauptsächlich Anwendung finden, werden die Rahmen auch geradlinig schief ausgeführt.

„ Fig. 10—10 a. Selbstthätiges Klappenwehr von Brunner. Hier bestehen die Klappen aus zwei über einander gestellten Theilen, von denen der untere um Scharniere am Boden drehbar, und durch ausrückbare Streben gestützt ist, an deren Verlängerung der obere Theil der Klappe angebracht ist. Wenn daher das aufgestaute Wasser über diesen Theil bis zu einer gewissen Höhe ansteigt, werden durch dessen Druck die Streben ausgerückt, und die Klappen fallen um (Fig. 10 a). Dieselben haben eine Breite von 1,5 bis 2,0 m.

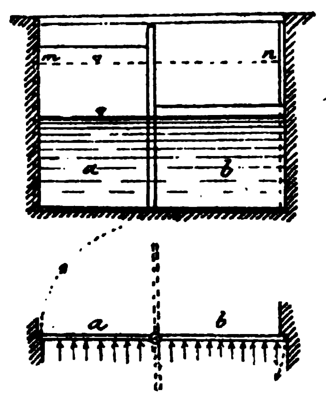
Fig. 11. Selbstthätiges Klappenwehr von Oppermann (angewendet in Frankreich). Die hier aus Blech bestehenden Klappen *a b* werden durch ein stellbares Gegengewicht *g* in aufrechter Stellung erhalten, dessen Grösse und Lage so bemessen wird, dass dessen Moment in Bezug auf die Drehungsachse *a* bei Erreichung einer gewissen Stauhöhe durch jenes des Wasserdruckes gegen die Klappe aufgehoben wird, infolge dessen letztere umfällt. Da bei offener Klappe das Gegengewicht seitwärts von der Lothrechten durch die Drehachse zu stehen kommt, so wird sich die Klappe bei stärkerem Sinken des Wassers wieder von selbst aufrichten.

Taf. V, Fig. 12. Selbstthätiges Klappenwehr gleicher Art wie das vorige, angewendet in England.

„ Fig. 13. Selbstthätiges Klappenwehr von Doell. Die Klappe dreht sich um eine an der oberen Kante befindliche Drehungsachse, und wird durch das stellbare Gegengewicht *g* gegen den Bodenfalz *a* so stark angedrückt, dass dieser Druck erst bei einer bestimmten Stauhöhe durch den Wasserdruck überwunden wird, infolge dessen sich die Klappe öffnet. Das über der Klappe befindliche, gleichfalls stellbare Gegengewicht *h* bezweckt, das Öffnen der Klappe zu erleichtern. Über die wagrechten Arme der Gegengewichte *g* kann ein Bohlenbelag als Gehsteg laufen. — Dieses System wird z. B. bei den Abzugskanälen der Stadt Bremen als selbstthätige Spülvorrichtung angewendet.

„ Fig. 14—14 a. Selbstthätiges Klappenwehr von Danckwerts. Die Klappen bestehen hier aus rautenförmigen Blechtafeln, mit lothrechter, seitwärtz vom Schwerpunkt gelegener Drehungsachse. Die erste Klappe lehnt sich mit dem kürzeren Flügel gegen das Widerlager, während sich der kürzere Flügel jeder folgenden Klappe gegen den längeren Flügel der vorhergehenden Klappe stützt. Da bei niedrigerem Wasserstand der Druckmittelpunkt bei jeder Tafel auf der Seite des kürzeren Flügels zu liegen kommt, so bleiben hiebei die Klappen geschlossen, während bei höherem Wasserstand der Druckmittelpunkt auf den längeren Flügel zu liegen kommt, infolge dessen sich sämmtliche Klappen öffnen. Um die Klappen wieder einzustellen, brauchen dieselben nur von einer Brücke aus, mittels der in der Figur angedeuteten Kette, etwas gehoben zu werden, worauf sie sich durch den Wasserdruck von selbst einschwenken.

Fig. 62.



Automatisches Drehthor.

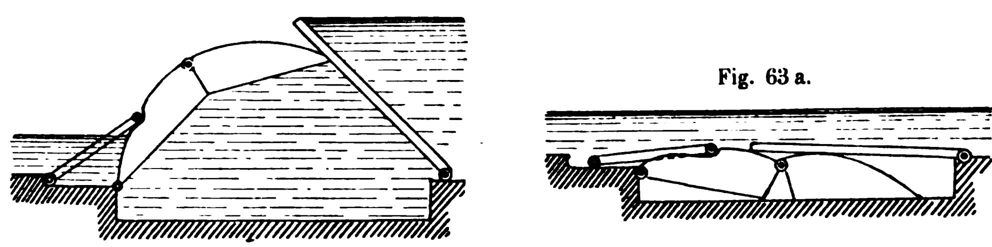
Nebenstehende Skizze Fig. 62 zeigt eine ähnliche Klappe älterer Konstruktion, bestehend aus zwei rechteckigen Flügeln, von denen der eine *a* schmäler aber höher ist als der andere *b*, welch letzterer sich auf der Unterwasser-Seite gegen einen Vorsprung des Widerlagers lehnt. Solange daher der Wasserstand unter der Oberkante des Flügels *b* verbleibt, wird sich das Thor geschlossen halten, während es sich bei einem bestimmten höheren Wasserstand *m n* öffnet, sobald die Resultante der Wasserdrücke gegen beide Flügel auf den schmäleren übertritt.

„ Fig. 15—15 a. Doppelklappen-Wehr von Josua White. Diese von ihrem Erfinder schon im Jahre 1818 im Lehighflusse angewendete Wehrkonstruktion, ist seitdem in Amerika sehr beliebt geworden, wo sie noch gegenwärtig in verschiedenen Variationen als s. g. Bärenfallen (bear traps) vielfach zur Anwendung kommt. Die Anordnung besteht aus zwei um die untere Kante drehbaren, gegen einander dachförmig geneigten Klappen, welche durch den Wasserdruck emporgehoben werden, oder über einander niederfallen, wenn auf dieselben von unten kein Überdruck ausgeübt wird. Zu diesem Behufe sind die Klappen zwischen Widerlagern oder Pfeilern eingeschlossen und steht der Raum *D* (Druckkammer) unter denselben durch zwei, mit den Schützen S und S_1 (Fig. 15 a) abschliessbaren Umlaufkanälen mit bezw. dem Oberwasser und dem Unterwasser in Verbindung. Wird daher die Schütze S_1 geschlossen und S geöffnet, so steigen die Klappen, während sie bei Schliessung von S und Öffnung von S_1 niederfallen. Durch an den Seitenwänden angebrachte Leisten wird das Spiel der Klappen begrenzt. — Da bei dieser Anordnung durch den Reibungswiderstand zwischen den beiden Klappen leicht ein Festklemmen derselben eintritt, sind in Amerika in neuerer Zeit verschiedene andere Formen dieser Wehrkonstruktion zur Anwendung gekommen, wobei die Gegenklappe aus zwei, gelenkartig mit einander verbundenen Theilen besteht.

Eine solche Anordnung von Major W. A. Jones zeigt nebenstehende Textfigur 63—63 a.

Fig. 63.

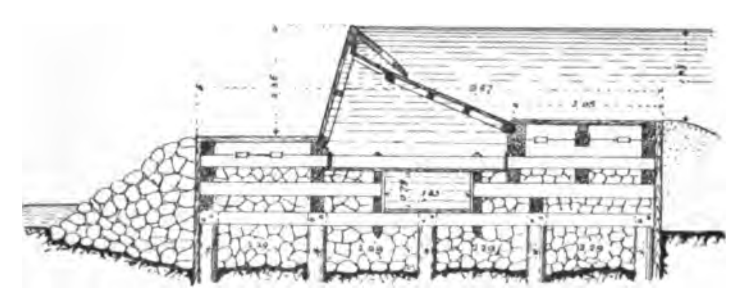
Fig. 63 a.



Klappenwehr von W. A. Jones.

Hieher gehören auch die s. g. Parker-Gates, wie solche z. B. in neuerer Zeit entsprechend Textfig. 64 in der kanilisirten Strecke des Rock-River (Illinois-Mississippi-Kanal) zur Anwendung gekommen sind.

Fig. 64.



Klappenwehr im Rock-River.

Die gleiche principielle Anordnung hat, auch das in Textfig. 65—65 a ersichtliche, umstellbare Wehr (reversible hydraulic weir), welches dort zur Anwendung kommt, wo der höhere Wasserstand bald auf der einen bald auf der

Fig. 65.

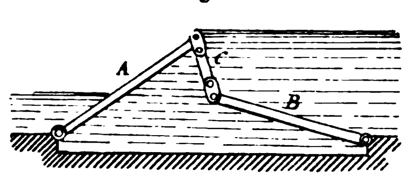
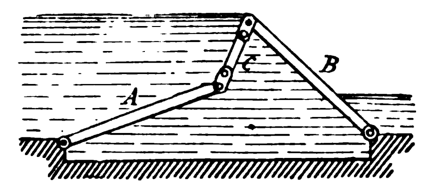


Fig. 65 a.



Klappenwehr am Sandy Lake Dam.

anderen Seite erforderlich, wie dies z. B. am Sandy Lake Dam (Minnesota), einem Speisebecken des Mississippi, der Fall ist. Die Bewegung dieser Klappen wird durch eingelegte Luftbehälter befördert, so lange der nöthige Wasserdruck nicht vorhanden ist (ZfB. 1895, Ergänzungsheft).

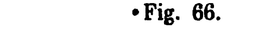
Taf. V, Fig. 16 Doppelklappenwehr von Carro. Es ist dies eine Variation des White'schenWehres, wobei die beiden Klappen oben bei *B* durch Gelenke mit einander verbunden sind, und die Stauklappe unten mittels Rollen auf einer gekrümmten Bahn *AE* nach dem Oberwasser zu abgleiten kann.

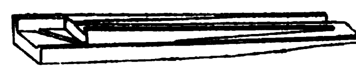
Taf. V, Fig. 17. Selbstthätiges Klappenwehr mit fester Drehungsachse über dem Boden, an festen Ständern. Die Klappe verbleibt hier aufrecht, solange die Resultirende des Wasserdrucks unterhalb der Drehungsachse liegt, und kippt in die punktirte Lage um, wenn der Druckmittelpunkt über die Drehungsachse tritt. Diese Anordnung hat jedoch den Nachtheil, dass Klappen und Ständer bei geöffnetem Wehr der Strömung und der Zerstörung durch schwimmende Gegenstände ausgesetzt sind.

„ Fig. 18. Selbstthätiges Klappenwehr von Krantz. Es ist dies eine Kombination des vorgenannten einfachen Klappenwehres Fig. 17 und jenes von Carro Fig. 16, wobei jedoch die Gegenklappe aus einem hohlen Blechkasten (Schwimmer) besteht, während die Stauklappe zum selbstthätigem Umkippen bei höherem Wasserstand eingerichtet ist. Durch den Schwimmer wird das Aufrichten der Klappe bei niedrigeren Wasserständen erleichtert.

„ Fig. 19. Klappenwehr von Chanoine. Diese aus dem Jahre 1850 stammende Konstruktion zeichnet sich durch besondere Zweckmässigkeit aus, weshalb dieselbe namentlich in Frankreich eine ausgedehnte Anwendung gefunden hat. Die Anordnung und Wirkungsweise der Klappen ist hier ähnlich derjenigen von Fig. 17, deren angeführte Nachtheile aber dadurch vermieden sind, dass anstatt der festen Ständer zur Stützung der Klappe zwei Streben verwendet werden, deren Anordnung und Wirkungsweise mit jener der Stauklappe des Thenard'schen Wehres (vergl. Fig. 6 & 7) übereinstimmen. Die eine der beiden Streben ist nämlich doppelt, einen Rahmen bildend, welcher mit dem oberen Ende an der Drehungsachse der Klappe und mit dem unteren am Boden in Gelenken beweglisch ist, während die andere einfach, am oberen Ende gleichfalls an der Drehungsachse gelenkartig befestigt, mit dem unteren Ende aber gegen eine Stützplatte angesetzt ist, und in gleicher Weise wirkt, wie bei den Thenard'schen Klappen (vergl. Fig. 20 a). Es ist dies somit eine zweckmässige Kombination der Anordnungen Fig. 6 und Fig. 17, wobei die Stauklappe in einen durchbrochenen Rahmen verwandelt ist, auf welchen eine um dessen obere Kante drehbare Klappe entsprechend Fig. 17 gesetzt ist.

Die Stützplatte (Fig. 19 a) hat einen Vorsprung gegen welchen sich die Strebe stützt, und daneben eine Rinne in welche die seitwärtz verschobene Strebe abgleitet, wenn die Klappe niedergelegt werden soll. Dieses seitliche Verschieben der Streben kann entsprechend der ursprünglichen Anordnung von Chanoine vom Ufer aus geschehen, mittels einer unter den Strebenfüssen durchlaufenden, mit Daumen versehenen Zugstange (Fig. 19 a) bei deren Verschiebung die Streben mitgenommen und zur Gleitrinne gebracht werden. Durch geeignete gegenseitige Entfernung der Daumen können die Klappen in beliebiger Folge umgelegt werden. Die Stange bildet am Ende eine Zahnstange in welche ein Zahnrad mit lothrechter Welle eingreift, wodurch der Bewegungsmechanismus am Ufer in beliebiger Höhe gehandhabt werden kann.


Fig. 66.


Stützplatte von Pasqueau.

In neuerer Zeit wurde aber statt dieses komplicirten Apparates durch Pasqueau die Stützplatte entsprechend Textfig. 66 so eingerichtet, dass die Strebe, durch ein geringes Zurückziehen der Klappe nach dem Oberwasser zu, gegen eine schräge Absatzfläche fällt und längs derselben in die Gleitrinne abgleitet. Beim Aufziehen der Klappe verlässt die Strebe wieder von selbst diese Gleitrinne und gelangt längs einer anderen Rinne wieder zum Stützenabsatz in den sie dann einfällt.

Das Aufziehen der Klappen geschieht entweder von einem Boote oder einer Laufbrücke aus, im ersteren Falle mittels eines Wehrhakens, im letzteren mittels Ketten.

Taf. V, Fig. 20—20 a Klappenwehr von Chanoine mit Laufbrücke auf Poirée'schen Böcken über die Saône bei La Mulatière (Lyon), wo Pasqueau zum ersten Male obgenannte Stützplatten zur Anwendung brachte. Das Anziehen der Ketten behufs Aufstellens und Niedersenkens der Klappen geschieht hier mittels einer fahrbaren Dampfwinde (Masstab 1 : 140).

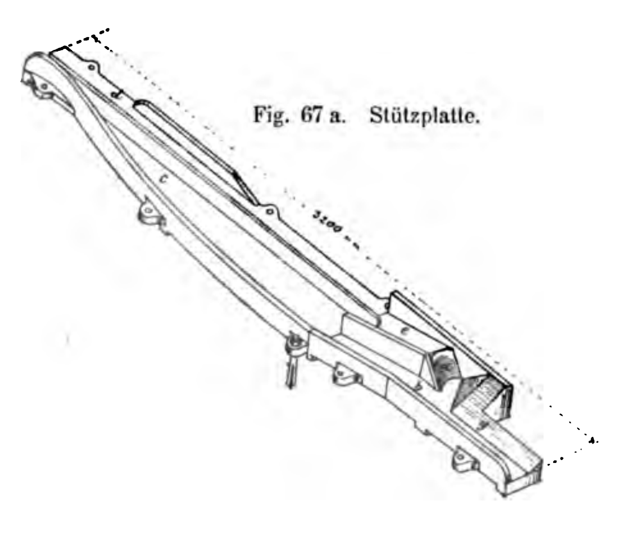
Auch an anderen Stellen sind in Frankreich Anlagen gleicher Art zur Ausführung gekommen, z. B. in der Seine bei Port-à-l'Anglais (GC. Tome XIV 1888—89).

Eine grossartige Anwendung fand dieses System in neuerer Zeit bei der Kanalisirung des Great-Kanawha, eines Nebenflusses des Ohio in West Virginia, welcher behufs Fahrbarmachung der ca. 152 km langen Strecke von den Kanawha-Fällen bei Ganley bis zur Mündung stets eine kleinste Wassertiefe von 2,1 m erhalten sollte. Zu diesen Behufe wurden auf dieser Strecke bei einem gesammten Gefälle von 52 m, elf Wehre von 2 bis 3,6 m Stauhöhe und 158 bis 200 m

Fig. 67.

1 : 130.
Klappenwehr am Great-Kanawha.

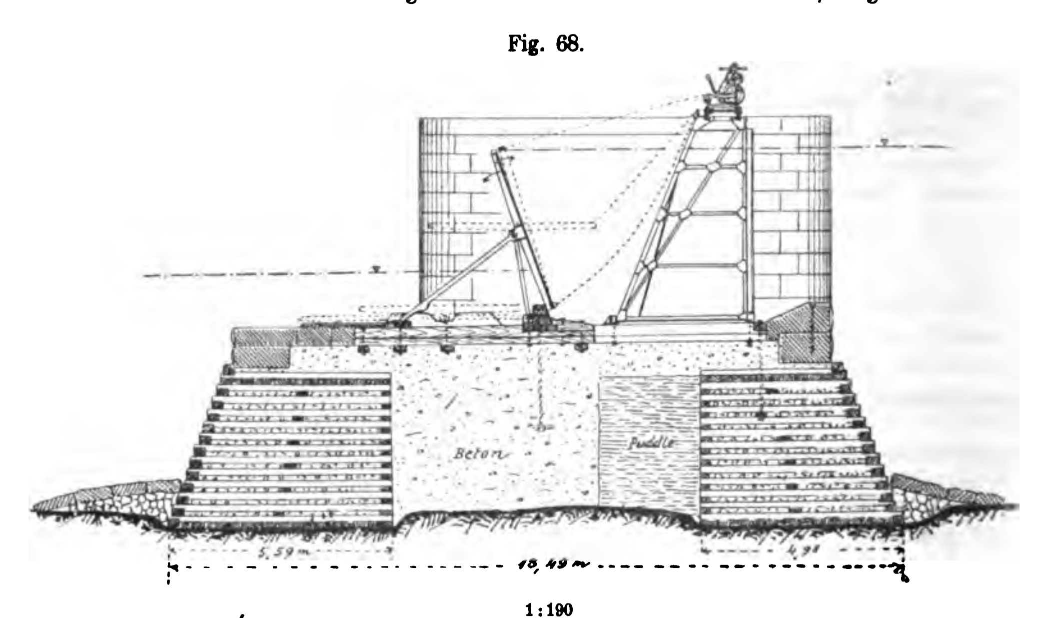
Länge, mit seitlich eingebauten Kammerschleusen, errichtet. — Hievon wurden die obersten zwei bereits im Jahre 1874 in Angriff genommen, und als feste Steinkistenwehre, mit einer grössten Stauhöhe von 3,6 m hergestellt. Da aber im übrigen Theil des Flusses bei Hochwasser auch ohne Stau eine genügende Wassertiefe vorhanden ist, so wurde bei den anderen Wehren zum zeitweiligen Durchlassen der Schiffe (behufs Vermeidung der Zeitverluste bei den Schleusen), sowie behufs Regulirung der


Fig. 67 a. Stützplatte.

Wasserstände, ein Theil des Wehres, auf eine Länge von 64 bis 113 m als Klappenwehr obiger Art ausgeführt.

Diese in den Jahren 1880 bis 1896 hergestellten beweglichen Wehre sind, mit Ausnahme des untersten, sämmtlich entsprechend Textfigur 67 auf den in 1,5 bis 4 m Tiefe unter Niedrigwasser liegenden Felsboden gegründet, während beim untersten Wehr, wo der aus festem Thon bestehende tragbare Boden erst in 5,7 bis 7,2 m Tiefe unter Niedrigwasser liegt, das Fundament entsprechend Textfig. 68, bestehend aus einer Betonschüttung und Lehmkern zwischen Steinkisten, ausgeführt wurde.

Fig. 68.



1:190

Klappenwehr am Great-Kanawha.

Die Klappen bestehen aus Holz und haben $4^{1}/_{2}$ m Höhe und 1,1 m Breite. Die Stützplatten für die Klappenstreben (Textfig. 67 a) erhielten hier eine etwas abweichende Form von der ursprünglichen Pasqueau'schen, indem die ableitende Gleitrinne *bc* hier in eine Spitze ausmündet, über welche das Strebenende dadurch in die andere Rinne *de* geführt wird, dass die Strebe nahe an ihrem Ende mit einem entsprechend hohen Ansatz versehen ist. — Die Böcke der Laufbrücke haben einen gegenseitigen Abstand von 2,4 m und und eine Höhe von 5,1 m (ZfB. 1895 Ergänz. Heft — Engg. Nws. 1896, Aug. 13).

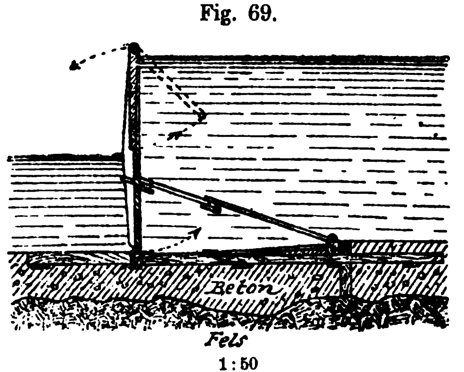
Taf. V, Fig. 21. Selbstthätiges Klappenwehr von Greve. Diese der Chanoine'schen Anordnung ähnliche Konstruktion unterscheidet sich von derselben dadurch, dass hier die vorigen, einen Rahmen bildenden Gelenkstangen durch eine Kette ersetzt sind, während anstatt der Strebe ein aus zwei Gelenkstangen bestehender Rahmen mit festen Fusspunkten zur Anwendung kommt. Die Klappe verbleibt somit aufrecht solange der Druckmittelpunkt unter der Drehungsachse liegt. Wenn aber dieselbe bei höherem Wasserstand umkippt, so sinkt sie auch sofort von selbst in die punktirte Lage nieder.

„ Fig. 22. Selbstthätiges Klappenwehr, wobei die Drehungsachse bloss durch zwei Gelenkstangen nach dem Oberwasser zu verankert ist, und sich die Klappen mit der unteren Kante gegen stromabwärtz gelegene Knaggen stützen. Die Klappen verbleiben daher hier aufrecht oder kippen um, unter den gleichen Bedigungen wie in den vorigen Fällen. Solche Klappenwehre sind z. B. durch englische Ingenieure in Indien angewendet worden.

Taf. V, Fig. 23—23 a. Klappenwehr gleicher Art wie das vorige, nach der Anordnung von Carro, wobei die Klappen zur Erleichterung des Umkippens an der unteren Kante mit Rollen versehen sind, und von einer Poirée'schen Laufbrücke aus mittels Kette und Winde bedient werden.

Die gleiche principielle Anordnung hat auch das in neuerer Zeit zur Anwendung gekommene Klappenwehr von M. D. Czvetkovics (Textfig. 69), wobei aber die Klappen so eingerichtet sind, dass sie nicht nur bei Erreichung eines höheren Wasserstandes selbstthätig umfallen, sondern dieselben richten sich auch bei sinkendem Wasser von selbst wieder auf. Letzteres wird dadurch erreicht, dass der obere Klappentheil mit einer nach dem Oberwasser aufschlagenden, um die obere Kante der Stauklappe drehbaren Gegenklappe versehen ist, die beim Niederfallen aufschwimmt, und den oberen Klappentheil öffnet. Hiedurch erhält der untere Klappentheil bei einer bestimmten Abfallhöhe des Oberwassers den Überdruck, infolge dessen sich die Klappe aufrichtet und die Gegenklappe durch den Druck des Oberwassers wieder geschlossen wird.

Fig. 69.



1:50

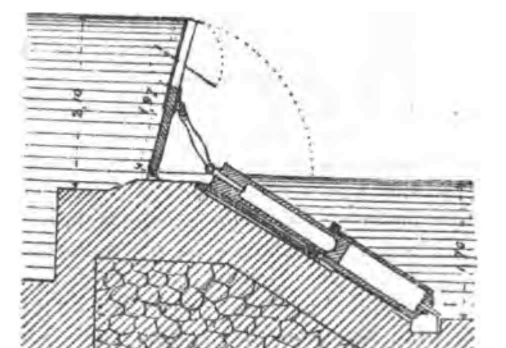
Klappenwehr von Czvetkovics.

Ein solches Wehr von 70 m Länge kam z. B. im Moldauflusse als Aufsatz an dem festen Wehre der Papierfabrik von Ig. Spiro & Söhne in Krumau (Böhmen), und im Nezolkaflusse bei der Kunstmühle des Grafen Czernin zur Anwendung (ÖW. 1887, S. 65 — HZ. 1887, S. 47).

„ Fig. 24. Klappenwehr mit hydraulischer Presse von Greve. Die Klappe *AB* wird durch zwei Gelenkstangen *D* an der Drehungsachse festgehalten, und durch einen Presskolben *HJ* in aufrechter Stellung erhalten, wenn der Presscylinder *JK* mit dem Oberwasser in Verbindung steht, während die Klappe niederfällt, wenn der Cylinder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt wird. Hiebei gleitet die mit Rollen versehene Unterkante der Klappe längs der Bahn *AG*.

Es kann dies als eine Variation des älteren Klappenwehres von Girard (Textfig. 70, Wehr über die Yonne bei l'Ile brûlée) betrachtet werden, wobei die Klappen unten um Gelenke an festen Lagern drehbar, und durch je eine gelenkförmige Kolbenstange gestützt sind, welche von aussenliegenden Presscylindern ausgehen. Der obere Theil der Klappe bildet hier wieder eine selbstwirkende Drehklappe für sich, welche bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes umkippt (GC. 1888—89, Tome XIV).

Fig. 70.



1:95

Girard's Klappenwehr mit hydraulischen Pressen.

„ Fig. 25—25 b. Trommelwehr von Desfontaines (in der Marne bei Joinville, ausgeführt bereits in den fünfziger Jahren). Es ist dies ein Klappenwehr, wobei die um eine wagrechte Achse drehbaren Klappen aus zwei Theilen bestehen, von denen der obere, etwa um $^1/_{10}$ kleinere Flügel (Oberflügel) die eigentliche Stauklappe bildet, während der untere (Unterflügel) in einem wasserdicht abgeschlossenen Raum

(Wehrkammer, Trommel) versenkt, und in demselben beweglich ist. Dieser Raum besteht aus der cylindrischen Vorderkammer (obere Kammer) und der rechteckigen Hinterkammer (untere Kammer) in welche die zwei Kanäle *m* und *n* münden, die durch Schützen oder Ventile mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gesetzt werden können. Wird daher der obere Kanal *m* wie in der Figur angedeutet, mit dem Oberwasser und der andere mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt, so werden die Klappen aufgerichtet, während behufs deren Senkung der untere Kanal *n* mit dem Oberwasser, und der andere mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht wird. Um bei niedergelegten Klappen den oberen Kanal *m* noch oberhalb des Unterflügels ausmünden zu lassen, ist letzterer entsprechend abgebogen. Die Klappen haben hier eine Breite von 1,49 m. Zur Stützung der Drehungsachse enthält die Trommel, an den Enden der Klappen, Scheidewände aus Blech, welche entsprechend den Kanälen *m* und *n* ausgeschnitten sind. Die Trommel ist oben mit Blech abgedeckt.

Fig. 25 a zeigt einen Querschnitt der ganzen Wehranlage, woraus hervorgeht, dass die Klappen hier als Aufsätse auf einem gemauerten festen Wehre dienen. Fig. 25 b ist der Durchschnitt des Widerlagers, woraus die Einläufe zu den Kanälen *m* und *n* zu ersehen sind. Selbe sind durch Schützen *c* und *d* abschliessbar, welche mit einem Schwengel *ef* in Verbindung stehen, wodurch bei Öffnung des einen Kanals nach dem Oberwasser zu, derselbe gegen das Unterwasser geschlossen wird, während gleichzeitig beim anderen Kanal das Umgekehrte eintritt. Bei einem derartigen Trommelwehr über die Marne bei Dammery, besteht der Unterbau aus Holz und die Trommel aus einem Blechmantel.

Taf. V, Fig. 26—26 d. Trommelwehr im Mühlgraben (Winterhafen) zu Oppeln (Zweig der Oder). Die ganze Wehrlange hat entspechend dem Lageplan Fig. 26 eine Gesammtlänge von 38,5 m, wovon die seitlichen Theile *a*, *a*, von bezw. 9,0 und 20,5 m Länge, feste gemauerte Wehre von der bereits früher besprochenen Anordnung sind (vergl. Taf. II Fig. 41), während der mittlere Theil *b* von 9,0 m Länge, aus einem zur Spülung des Mühlgrabens dienenden Trommelwehr besteht. Hiefür ist eine einzige, über die ganze Breite reichende Klappe angewendet, deren Drehungsachse durch Einschränkung der Hinterkammer auf ein geringes Mass (ca. 30 mm), unmittelbar auf dem Mauerwerk der Wehrkrone gelagert ist. Die Klappe ist hier zur Freilassung des Kanals *m* im stumpfen Winkel abgebogen und besteht aus einem Gerippe von I Eisen von 158 mm Höhe (in gegenseitigen Entfernungen von 810 mm) und einer Blechabdeckung von 10 mm Dicke. Die äusserste Kante des Unterflügels ist für den Anschlag gegen das Mauerwerk zu beiden Seiten mit Holzleisten belegt. Der Oberflügel hat eine Höhe von 1822 mm und der Unterflügel eine solche von 2000 mm.

Die Wasserzuführung hinter dem Unterflügel erfolgt durch den unter dem Abfallboden des Wehres liegenden Kanal *n*, welcher mit der Hinterkammer durch vier Verbindungschlitze o o_1 . . von 0,5 m Höhe und 0,1 bis 0,2 m Breite in Verbindung steht (die zunehmende Breite behufs Erreichung eines gleichmässigen Drucks gegen die Klappe, da die entfernteren Schlitze das Wasser später bekommen, und daher zur gleichmässigen Füllung der Hinterkammer einen grösseren Querschnitt erhalten mussten). Die Verbindung der Kanäle *m* und *n* mit dem Ober- oder Unterwasser geschieht mittels eines Vierwegehahns, bestehend aus der Drosselklappe *k* (Fig. 26 c, 26 d), deren lothrechte Drehungsachse bis über die Seitenmauer der anschliessenden Schiffsschleuse reicht, und dort mittels eines kurzen Hebels gehandhabt wird. An dieser Mauer befindet sich der vom Oberwasser kommende Zufuhrkanal *a* (Fig. 26 d), welcher bei der angedeuteten Stellung der Drosselklappe durch den Kanal *b* mit dem Hinterkammerkanal *n* in Verbindung steht. Die Wehrklappe wird daher entsprechend Fig. 26 a offen gehalten. Wird dagegen die Drosselkappe um 90° gedreht, so gelangt das Oberwasser durch den Kanal *c* zum Vorderkammerkanal *m*, während die Hinterkammer mit dem Unterwasser in Verbindung kommt.

Das Wehr ist auf Kalkfels gegründet, und besteht aus Kalksteinen in Cementmörtel mit Deckplatten und Lagersteinen aus Granit, während die Innenflächen der Zuleitungskanäle aus Klinkern bestehen. Die Wehrkammern haben einen 3 cm starken Cementputz, und sind mit Wellblech abgedeckt, welches mit einer Betonschicht überzogen ist.

Ähnliche Trommelwehre kamen zur Ausführung in der Küddow bei Tarnowke (vergl. CBl. 1882, S. 346), in der Spree in Charlottenburg (ZfB. 1886, S. 338) und bei der Main-Kanalisirung für die Flossrinne (ZfB. 1888, S. 27).

Taf. V, Fig. 27—27 a. Trommelwehr, wobei die Kammern an beiden Enden mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung stehen. Werden hiebei zu beiden Seiten die Oberwasser-Zuflüsse zur Vorderkammer geöffnet, so werden sämmtliche Klappen aufrecht stehen, wird aber wie in Fig. 27 von der einen Seite das Oberwasser durch den Kanal *a* in die Vorderkammer, und von der anderen Seite durch den Kanal b_1 in die Hinterkammer eingelassen, so entstehen zu beiden Seiten des Unterflügels zwei einander kreuzende, vom Ober- nach dem Unterwasser streichende Strömungen. Da hiebei durch den Spielraum zwischen Klappen und Kammerwand und den Reibungswiderstand ein längs den Klappen von links nach rechts zunehmender Druckverlust eintritt, so wird die erste Klappe links aufrecht stehen und die letzte niedergelegt sein, und die übrigen einen allmähligen Übergang bilden.

„ Fig. 28—28 a. Trommelwehr am Mainkanal bei Schweinsfurt. Diese Anordnung von Nagel & Kaemp, auch Winkelschütze genannt, kennzeichnet sich dadurch, dass der Unterflügel *A* mit dem Oberflügel einen rechten Winkel bildet, und dass eine besondere Abdeckung der Wehrkammer *B* hier fortfällt, indem dieselbe bei aufrechter Klappe, wie in Fig. 28 durch den Unterflügel, bei niedergelegtem Oberflügel dagegen durch diesen selbst ersetzt wird.

Das Aufrichten der Klappe geschieht durch Öffnen des Drosselventils *a* und Schliessen des Ventils *b*, wodurch die Wehrkammer mit dem Oberwasser in Verbindung gebracht wird, während umgekehrt bei geschlossenem Ventil *a* und geöffnetem *b* der Inhalt der Kammer nach dem Unterwasser abläuft, und die Klappe niederfällt (zwischen den Einläufen zu den Kanälen *a* und *b* befindet sich ein festes Wehr). Das Gegengewicht *D* dient zur besseren Überwindung der Widerstände beim Aufrichten der Klappe.

Anhang.

Fischwege. *)

§ I. Allgemeines.

Die Fischwege sind Anlagen, welche den Aufstieg von Fischen durch stärkere Gefälle, also namentlich durch Wehre, als auch durch Stromschnellen und Wasserfälle, ermöglichen sollen. Hiebei wird in erster Linie bezweckt, den Wanderfischen, welche zu gewissen Zeiten vom Meere kommend, die in den oberen Flussläufen gelegenen Laichplätze aufzusuchen pflegen, den Aufstieg zu ermöglichen. Dies ist namentlich der Fall beim kostbaren Lachs, der sich in den meisten grösseren Flüssen vorfindet, welche sich in die Meere der höheren Breiten ergiessen,

*) Vergl. Landmark, Om Laxetrapper NTT. 1884 — H. Keller, Die Anlage der Fischwege, CBl. 1885.

und in deren oberen Läufen dieser Fisch seinen Ursprung hat, welche er dann behufs Laichung immer wieder aufzusuchen pflegt.

Andere Wanderfische wieder, wie die Aale haben umgekehrt ihre Laichplätze im Meere, von wo die junge Brut in den Flüssen stromaufwärtz zieht, um in den oberen seichteren Läufen Nahrung und Wärme zu suchen, von wo dann die erwachsenen Thiere wieder nach dem Meere ziehen. Allein auch die s. g. Standfische, wie die Forelle, Huche, Barbe etc. pflegen zu wandern, wenn auch in weniger ausgedehntem Masse, weshalb durch Anlage von Fischwegen zu deren Vermehrung wesentlich beigetragen werden kann.

Was speciell den Lachs betrifft, so pflegt derselbe bestimmte Laichplätze aufzusuchen, da nicht jede Stelle für die Ausbrütung des Laiches geeignet ist. Hiefür ist nämlich nebst geringer Wärme ein starker Luftwechsel erforderlich, weshalb der Laich in lebhaft und gleichmässig strömendes Wasser zu liegen kommen muss, tief genug um nicht zu frieren, zwischen groben Sandkörnern, fest genug um von der Strömung nicht fortgerissen zu werden. Es eignet sich daher hiefür weder stehendes noch unreines Wasser, da hiebei die Eier leicht durch Niederschläge bedeckt werden, welche den Luftzutritt hindern, ebenso wie Flussstrecken ungeeignet sind, deren Boden aus Thon, Schlamm und ähnlichem losem Material, oder aus grösseren Steinen oder Felsen besteht. Letztere Bodenarten eignen sich darum nicht, da sie den Fischen nicht das Ausgraben von Löchern gestatten, in welche sie die Eier zu legen und dann zuzuschütten pflegen, um sie vor dem Fortschwemmen und vor feindlichen Angriffen zu schützen. Gut ist es, wenn sich in der Nähe der seichten Laichstellen tiefere Kolke befinden, wohin sich die Fische bei Tage zurückziehen können.

Da der Lachs zum Laichen in der Regel immer wieder diejengen Flussläufe aufzusuchen plegt, wo er seine Jugend verbracht, so können sonst geeignete Stellen durch künstliche Pflanzung der Brut zu besuchten Fischplätzen verwandelt werden. So hatte beispielsweise der Ballysadarefluss in Irland, wegen seiner unüberwindlichen Stromschnellen und Wasserfälle, bis zum Jahre 1856 keine Wanderfische. Nachdem aber diese Hindernisse durch Anlage dreier Fischpässe beseitigt, und die Kiesbänke des oberen Flussgebiets mit Lachsbrut bevölkert worden waren, nahm der Fischreichthum ungemein rasch zu, so dass bereits im Jahre 1870 ca. 9700 Lachse, mit einem Verkaufswerthe von nahezu 75000 Frcs. gefangen wurden. Ein anderes interessantes Beispiel bietet der Tyne-Fluss, welcher bis zur Erbauung des unweit seiner Mündung gelegenen Bywell-Wehres als ein guter Lachs-Fluss galt, während nachdem der Fischreichthum immer mehr und mehr abnahm. Nachdem aber im Jahre 1861 das Stauwerk grösstentheils zerstört worden ist, erschien der Lachs wieder in grossen Mengen auf seinen alten Laichplätzen, so dass dort gegenwärtig der Jahresertrag über 50,000 Lachse betragen soll.

§ 2. Grösste zulässige Gefälle und Druckhöhen.

Bezüglich der grössten Gefälle, welche speciell von Lachsen überwunden werden können, bestehen verschiedene Beobachtungen. Dort wo das Gefälle und die Strömung zu stark sind um schwimmend überwunden zu werden, versucht der Fisch mittels Sprung durch die Luft vorwärtz zu kommen. Nach Landmark ist an einzelnen Stellen (z B. am Hellefall in Norwegen) beobachtet worden, dass Lachse bis zu 5 m hoch gesprungen sind (dem entsprechend eine Anlaufgeschwindigkeit von 9,9 m in der Sek. berechnet wurde), während aber an anderen Stellen Stromschnellen von 3 bis 4 m Höhe ein unüberwindliches Hinderniss bildeten. Es müssen daher solche Sprünge nur als aussergewöhnliche Leistungen besonders starker Fische angesehen werden. Nach Atkins ist sogar anzunehmen, dass viele Lachse gar nicht springen. Im Allgemeinen kann man annehmen, dass ältere, aus der See kommende Lachse, Gefälle bis zu etwa 1,5 m schwimmend oder springend mit Sicherheit überwinden können, falls sich am Fusse des Hindernisses ein genügend langer Kolk befindet, wo die Fische einen Anlauf nehmen können. Da aber jüngere Fische solcher Kraftleistungen nicht fähig sind, so sollen grössere Gefälle durch Fischwege in kleinere Gefälle von höchstens 0,3 bis 0,4 m Höhe zerlegt, und die Geschwindigkeit des Wassers entsprechend vermindert werden.

Bei beweglichen Wehren kann mitunter durch zeitweiliges Öffnen einzelner Theile des Wehres, der Durchgang der Wanderfische ermöglicht werden. Hiebei ist jedoch zu beachten, dass nach Landmark eine solche Öffnung für Lachse nur dann passirbar ist, wenn bei einer Breite von wenigstens 0,31 m, und bei genügendem Raum für den Anlauf, die Druckhöhe nicht grösser ist, als etwa 1,25 m.

§ 3. Lage und Speisung der Fischwege.

Da die Wanderfische beim Aufstieg hauptsächlich den tiefsten Stellen, bezw. dem Stromstrich folgen, so ist es zum leichten Auffinden der Fischwege durch die Fische zweckmässig, dieselben in den Stromstrich zu verlegen, und zwar ausgehend von der höchsten Stelle bis wohin die Fische noch vordringen können. Nachdem aber diese Lage bei Wehren den Nachtheil hat, dass die bezüglichen Anlagen leicht der Zerstörung durch Hochwässer, Eisgang etc. ausgesetzt, und behufs Reinigung und Reparatur schwer zugänglich sind, — wozu in den meisten Fällen noch eine schwerere Ausführung kommt, als bei seitlicher Lage —, so werden die Fischwege oft auch seitlich an den Ufern angelegt und können dann auch zweckmässig sein, wenn nur dabei gewisse Bedingungen erfüllt sind. Hiezu ist nämlich erforderlich, dass die Ausmündung des Fischweges möglichst nahe am

Hindernisse sich befinde, damit derselbe von den hauptsächlich am Hinderniss und dessen nächster Umgebung herum streichenden Fischen gefunden werde, nebstdem dort auch ein tieferer Kolk vorhanden sein muss, und eine zum Anlocken der Fische genügend grosse Wassermenge dem Fischwege entströmen soll. Die leichtere Zugänglichkeit solcher am Ufer gelegenen Fischwege hat aber allerdings wieder den Nachtheil, dass dadurch der Fischdiebstahl begünstigt wird.

Wenn Fischwege, welche in Wehre eingebaut werden, eine so grosse Länge erhalten müssen, dass sie über das Wehr hinaus ragen, so ist es zum leichteren Auffinden der Ausmündung besser, dieselbe in die Flucht des Wehres zu verlegen, und das obere Ende über das Wehr in das Oberwasser vortreten zu lassen (Textfig. 71 & 91), als umgekehrt das untere Ende der Anlage über das Wehr in das Unterwasser hinausragen zu lassen (Fig. 89). Zur Minderung der Möglichkeit eines Verlegens des im Oberwasser gelegenen Einlaufes durch Treibholz etc. ist das obere Ende des Fischweges zuweilen keilförmig angeordnet, und der Einlauf an der einen Seite, oder an beiden angebracht worden (Textfig. 72 & 91). Auch werden hiefür besondere, vorgelegte Abweiser, nach Art der Eisbrecher angewendet (Textfig. 85).

Von besonderer Wichtigkeit ist eine richtige Speisung der Fischwege, indem dieselben während der Wanderungszeit weder zu wenig noch zu viel Wasser führen sollen, da im ersteren Falle die Fische ungenügend angelockt und in der Bewegung behindert werden, während bei zu vielem Wasser durch die starke Strömung sowohl der Aufstieg erschwert, als auch die Anlage beschädigt werden kann. Zum unbehinderten Passiren der Lachse soll daher die Sohle des Einlaufes mindestens 0,3 bis 0,4 m unter demjenigen niedrigsten Wasserstand liegen, bei dem die Fische noch zu wandern pflegen, und ist bezüglich des Wasserverbrauchs der Fischwege zu beachten, dass zum wirksamen Anlocken der Fische zwar eine möglichst grosse Wassermenge erwünscht ist, hiemit aber auch die Abmessungen der Anlage, bezw. deren Kosten wachsen. Dies umsomehr als eine grössere Wassermenge, zur Vermeidung einer zu starken Strömung, ein kleineres Gefälle, somit auch eine grössere Länge der Anlage bedingt. Man pflegt daher aus diesem Grunde, sowie mit Rücksicht auf die Interessen der Wehrbesitzer, den Wasserverbrauch bei den Fischwegen möglichst einzuschränken. Da es aber zum Anlocken der Fische erwünscht ist, dass der Ausmündung eine grössere Wassermenge entströme, so hat man in einzelnen Fällen (z. B. bei dem später zu besprechenden Fischpass am Ruckanfall in Norwegen) die Anordnung getroffen, dass dem unteren Theil der Anlage durch eine besondere Leitung noch Wasser zugeführt wird. Hieraus erwächst der Vortheil, dass der obere Theil des Fischweges kleinere Abmessungen und ein stärkeres Gefälle erhalten kann, als es sonst der Fall wäre.

Bei Gewässern mit stärkerem Wasserstandswechsel ist es zur Erreichung eines möglichst konstanten Wasserzuflusses erforderlich, die Einmündung mit einem stellbaren Schützenverschluss zu versehen. Da aber dann bei höheren Wasserständen der Druck in der Schützenöffnung so gross werden kann, dass er den Durchgang der Fische erschwert, so können in einem solchen Falle entweder mehrere über einander gelegene Einmündungsöffnungen angewendet werden, von denen immer die nächst an der Wasserfläche gelegene geöffnet, die unteren aber geschlossen gehalten werden, oder man benutzt Fischwege, welche der ganzen Länge nach, oder nur im oberen Theil in vertikaler Richtung, je nach dem Wasserstand, stellbar sind. — Da übrigens der Aufstieg der Fische nicht bei den niedrigsten Wasserständen, sondern meistens zwischen Mittel- und Hochwasser stattzufinden pflegt, so kann in den meisten Fällen der Einlauf so hoch angelegt werden, dass er nur von den höheren Wasserständen erreicht wird, wenn es nicht, wie bei hölzernen Fischwegen zur Erhaltung des Bauwerkes gegen Fäulniss, erwünscht ist, die Anlage ständig unter Wasser zu haben.

Durch die Anbringung von Schützenverschlüssen bei Fischwegen an Wehren, wird auch der Zweck erreicht, dass bei einem eventuellen Wassermangel ausser der Wanderungszeit der Fischweg geschlossen werden kann. Da übrigens die Stauwerksbesitzer gewöhnlich nur bei niedrigen Wasserständen das zufliessende Wasser allenfalls vollständig verbrauchen, also bei Zeiten wo der Aufstieg der Fische nicht stattzufinden pflegt, so kann auch angenommen werden, dass in der Regel durch den Wasserverbrauch der Fischwege eine Schädigung der Wehrbesitzer nicht stattfindet. *)

Die erforderliche Wassermenge soll bei Fischwegen für Lachse nach Roberts und Landmark bei gewöhnlichen Gefällsverhältnissen nicht kleiner sein, als durch eine Öffnung von 0,09 qm fliesst. Gewöhnlich beträgt der Wasserbrauch nicht über 0,3 bis 0,4 cbm in der Sekunde. Bei dem mit ungewöhnlich grossen Ausmassen angelegten Rukanfall-Passe in Norwegen werden 0,65 cbm in der Sekunde abgeführt.

---

*) In Finnland, wo die Fischerei unter staatlicher Kontrolle steht, sind die Wehrbesitzer nach dem geltenden Wasserrecht eventuell verpflichtet, dort wo nicht zum Zwecke der Ableitung der Hochwässer, der Schifffahrt oder der Flösserei $^1/_3$ der Flussbreite (die s. g. Königsader-kungsådran) offen gehalten werden muss, für den Durchgang der Fische behördlich gutgeheissene Fischwege anzulegen.

§ 4. Allgemeine Anordnung der Fischwege.

Die Fischwege bestehen aus Rinnen mit ebenem oder abgetrepptem Boden und meistens lothrechten Seitenwänden (Wangen), sowie entweder ohne, oder mit besonderen Querwänden zur Hemmung der Geschwindigkeit des niederströmenden Wassers. In Übereinstimmung mit H. Keller sollen hier die Fischwege ohne Querwände, sowie solche mit über nur einen Theil der Breite reichenden Querwänden (Querstege), Fischpässe, und Anlagen mit über die ganze Breite reichenden Querwänden (Sperren), Fischtreppen genannt werden. Ausserdem giebt es für den Aufstieg der Aalbrut s. g. Aalrinnen. Dem Materiale nach bestehen diese Anlagen aus Holz, oder Mauerwerk, zuweilen auch aus Eisen, nebstdem dieselben im Erdboden ausgegraben, bezw. im Felsboden ausgesprengt sein können. Gewöhnlich sind diese Anlagen oben offen, doch hat man dieselben zur Vermeidung des Überströmtwerdens, zuweilen auch, im oberen Theil oder der ganzen Länge nach durch Bohlen oder Steinplatten etc. abgedeckt, oder vorne durch einen Schutzdamm überbaut. Dieselben können auch im Inneren von Wehrpfeilern angelegt sein (vergl. Taf. IV, Fig, 14—14c).

Durch die Querwände zerfällt der Fischweg in eine Anzahl von mehr oder weniger geräumigen Becken oder Kammern (Pfuhlen), in welche der aufsteigende Fisch entweder schwimmend oder durch die Luft springend gelangt. Ausser den angeführten zwei Hauptarten von Fischwegen giebt es aber auch noch Übergangsformen, welche eigentlich weder zu der einen noch zu der anderen dieser Arten gehören, und nennt man wohl auch die gesammten Fischwege: Fischpässe, Fischtreppen oder Fischleitern, nebstdem man auch zwischen Schwimmtreppen und Springtreppen unterscheidet.

Bei der Wahl zwischen Pässen und Treppen hat man zu beachten, dass die letzteren zwar auch schwimmend passirt werden können, jedoch weniger bequem als die ersteren, daher die Pässe mehr geeignet sind für Fische, welche zum Springen nicht geneigt sind, wie dies z. B. bei einer der wichtigeren Fischarten in Nordamerika, dem s. g. ale-wife (Pomolobus mediocris) der Fall ist, weshalb dort auch meistens Pässe zur Anwendung kommen. Da man aber auch von anderen Fischen annehmen kann, dass sie sich nur im Nothfall zum Springen durch die Luft entschliessen, so dürften in dieser Beziehung überhaupt die Pässe vor den Treppen den Vorzug verdienen, wogegen aber letztere im Allgemeinen einen geringeren Wasserbrauch bedingen.

§ 5. Gefällsverhältnisse und Ausmessungen.

Das grösste zulässige Gefälle gewöhnlicher Fischwege beträgt etwa 1:6, doch wird hiebei den Fischen der Aufstieg alzu sehr erschwert, weshalb das

relative Gefälle in der Regel nicht grösser angenommen werden sollte, als etwa 1 : 12 bis 1 : 10. Nur bei den später zu besprechenden eingenartigen Fischpässen von Mac Donald, wobei durch das abfliessende Wasser selbst eine Gegenströmung erzeugt wird, sollen ohne Nachtheil Gefälle von 1 : 4 bis 1 : 3 angewendet werden können.

Die Abmessungen der Fischwege sind von der Grösse der durchzuführenden Fische abhängig, deren Bewegung in den Becken nicht behindert werden soll. Es ist daher für Lachse eine lichte Weite zwischen den Wangen von wenigstens 2,0 bis 2,5 m, und am Übergang zwischen den Becken eine Wassertiefe von wenigstens 0,3 bis 0,4 m erforderlich, während für Forellen bezw. eine Breite von 0,8 m und eine kleinste Tiefe von etwa 0,2 m genügen können. Der gegenseitige Abstand der Querwände, bezw. die Länge der Becken, soll zur Ermöglichung des Anlaufs im ersteren Falle 2,5 bis 3 m und im letzteren etwa 0,9 m, und die Tiefe der Becken für Lachse 0,5 bis 0,8 m und für Forellen wenigstens 0,3 m betragen. Der Höhenunterschied zwischen den Becken, soll mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Überspringens der Querwände, für Lachse, 0,25 bis 0,4 m und für Forellen etwa 0,2 m nicht übersteigen.

Bei längeren Fischwegen ist es angezeigt in gewissen gegenseitigen Abständen grössere Becken als Ruheplätze einzurichten, wie dies z. B. beim Rukanfall-Passe geschehen ist (vergl. Textfig. 80), um, nach Landmark, den aufsteigenden Fischen das ermuthigende Bewustsein zu geben, dass sie nicht in eine Sackgasse gerathen sind. Ferner ist es angezeigt, nicht nur über die Sperren der Treppen, sondern auch über die Querstege der Pässe etwas Wasser fliessen zu lassen, um die Oberfläche unruhig und weniger durchsichtig zu machen, wodurch die Fische sowohl gegen Raubvögel und andere Räuber besser geschützt sind, als auch durch Passanten weniger beunruhigt werden. Da aber hiedurch die Fische mehr zum Überspringen der Stege verlockt werden, so müssen die Wangen entsprechend höher angelegt werden als die Querwände (für Lachse wenigstens 1 m über dem höchsten Wasserstand) um ein Herausspringen über die Wangen zu vermeiden.

Zur Minderung der Geschwindigkeit des Wassers sollen Boden und Wände der Fischwege möglichst rauh gehalten werden, also bei gemauerten Anlagen am besten aus rohem Bruchsteinmauerwerk bestehen. Bei hölzernen Anlagen hat man zu dem Zwecke wohl auch den Boden mit grobem Kies bedeckt, was aber den Nachtheil hat, dass dadurch das Durchflussprofil eingeschränkt wird.*)

Die Querwände bestehen bei hölzernen Anlagen aus Bohlen, und bei gemauerten aus Steinplatten oder Werksteinen geringerer Dicke, eventuell auch aus Holz. Zur Vermeidung einer Beschädigung der Fische sollen die Kanten der Querwände abgerundet sein.

---

*) Über die Bewegung des Wassers in Fischwegen vergl. DB. 1887, S. 366 & 1888, S. 4.

§ 6. Konstruktion der Fischwege.

a) Fischpässe.

Bei kleinerem Gefälle können einfache Rinnen ohne Querstege als Fischpässe dienen.

Fig. 71. Längenschnitt.

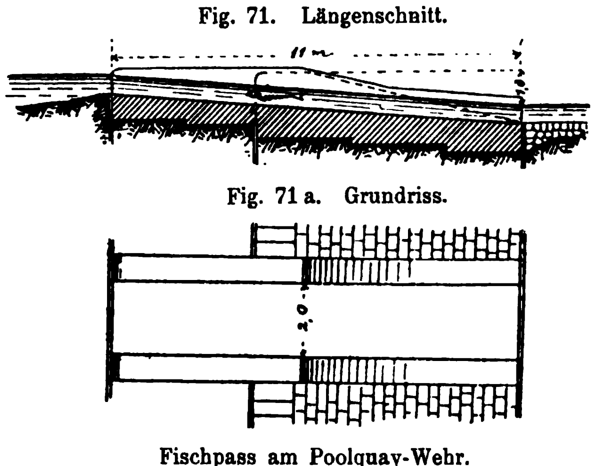


Fig. 71 a. Grundriss.

Fischpass am Poolquay-Wehr.

Eine solche Anlage einfacher Art ist der in nachstehender Fig. 71—71 a ersichtliche Fischpass, in Form eines Wehreinschnittes am Poolquay-Wehr im Severn, bestehend aus einer von der Unterkante des Wehres nach dem Oberwasser zu verlängerten Rinne von 2 m Breite, einer Neigung von 1 : 12 und einer Wassertiefe, die je nach dem Wasserstand 0,3 bis 0,5 m beträgt. Derartige Fischpässe (s. g. Queens gaps) wurden früher in England oft angewendet, dieselben haben aber den Nachtheil eines verhältnissmässig grossen Wasserverbrauches (im vorliegenden Falle 1,6 cbm in der Sek. bei Niedrigwasser), weshalb sie für Wehranlagen nicht angezeigt sind. Dagegen können dieselben behufs Umgehung von natürlichen Gefällshindernissen, bei günstigen örtlichen Verhältnissen allenfalls mit Vortheil zur Anwendung kommen.

Ein interessantes Beispiel dieser Art bietet der grossartige Lachspass beim Logfall im Sireflusse in Norwegen, welcher aus einem einfachen im Ufer ausgegrabenen bezw. ausgesprengten Graben von 320 m Länge und einer gesammten Gefällshöhe von ca. 8,5 m besteht. Der obere im Erdboden ausgegrabene Theil hat eine Bodenbreite von 2,2 m, seitliche Böschungen von 1 : $1^1/_2$ und ein Gefälle von 1 : 200 mit allmählicher Zunahme bis zu 1 : 30 und 1 : 25, während der untere, im Felsen eingesprengte Theil eine Bodenbreite von 1 m, eine Tiefe von 2 m, fast lothrechte Seitenwände und ein Gefälle von 1 : 15 hat. Bei diesem Theil sind aber in gegenseitigen Abständen von 5 m hölzerne Querstege eingebaut, wodurch das Gefälle in Absätze von ca. 0,3 m Höhe zerlegt ist. Der Einlauf ist mit einem Sperrdamm mit Schütze versehen. Der Wasserverbrauch betrug vor Errichtung der letzteren Anlage bei mittlerem Sommerwasser ca. 7 cbm in der Sek. Diese Anlage soll sich sehr wirksam erwiesen haben.

Gewöhnlich sind jedoch die Fischpässe mit Querstegen versehen, welche abwechselnd von der einen und der anderen Seitenwand ausgehend im Zickzack angeordnet sind, wobei zwischen den Enden der Stege und den Wangen die für den Durchgang der Fische nöthigen Schlupföffnungen freigelassen sind. Die Breite dieser Öffnungen soll für Lachse wenigstens 0,3 bis 0,4 m betragen. Die obere Kante der Querstege ist meistens wagrecht, selten schief, nach dem freien Ende zu fallend. Der Boden ist meistens in einer Ebene durchlaufend, seltener abgetreppt, mit wagrechten oder etwas nach vorne geneigten Absätzen.

Je nach der Richtung, gegenseitigen Entfernung und Form der Querstege erbieten diese Fischpässe eine grosse Mannigfaltigkeit verschiedener, von einander mehr oder weniger abweichender Anordnungen (meistens amerikanischen Ursprungs) von welchen die wichtigsten im Folgenden näher besprochen werden sollen.

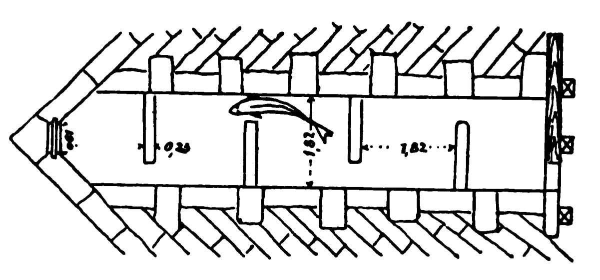
Die einfachste und gebräuchlichste Anordnung besteht aus winkelrecht gegen die Seitenwände gestellten einfachen Stegen, mit einer gegenseitigen Entfernung, etwa gleich der Breite des Passes (gewöhnliches rechtwinkliges System, Syst. Forsyth).

Ein einfaches Beispiel dieser Art ist der Fischpass am Caher-Wehr im Suir in Irland (Fig. 72—72 a). Derselbe liegt im Scheitel eines parabelförmigen Wehres, dessen Gefälle 1,5 m beträgt und konnte in Folge der kleinen Länge ohne Nachtheil eine Neigung von 1 : 7 erhalten.

Die Breite der Rinne und gegenseitige Entfernung der Stege beträgt 1,82 m, die Höhe der letzteren 0,5 m und die Breite der Schlupföffnungen 0,46 m. Die 0,61 m breite Einmündung liegt 0,3 m unter der Wehrkrone und ist mittels Schütze verschliessbar.

Fig. 72. Längenschnitt.

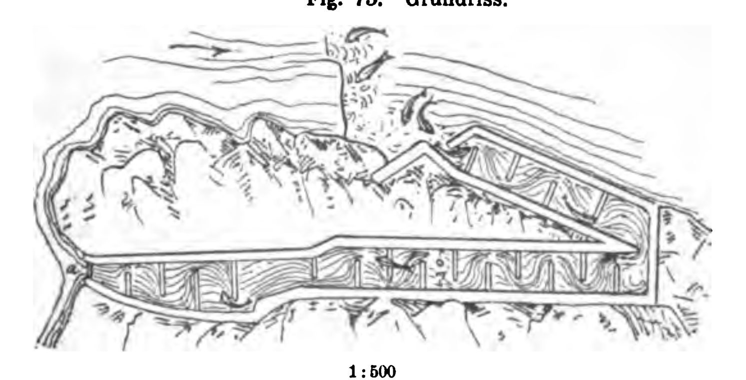
Fig. 72 a. Grundriss.



1 : 150
Fischpass am Caher-Wehr im Suir.

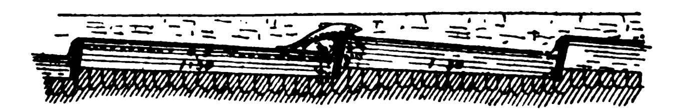
Ein weiteres interessantes Beispiel dieser Art von Fischwegen zeigt Fig. 73—73 a,

Fig. 73. Grundriss.



1 : 500

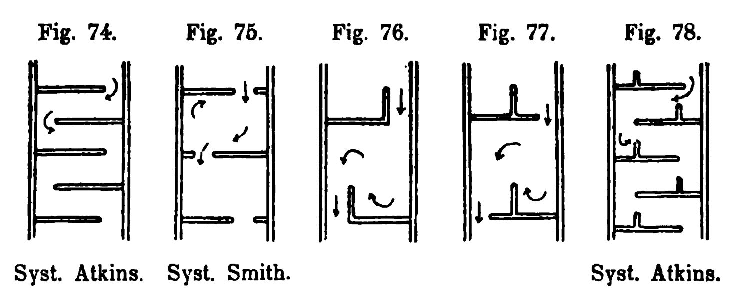
Fig. 73 a. Längenschnitt.



1 : 00
Unterer Ballysadare-Pass.

den unteren Fischpass an einer der Stromschnellen des **Ballysadareflusses** in **Irland** darstellend. Die Anlage besteht aus einer zickzackförmigen Rinne von 2,5 bis 3,0 m Breite, mit Querstegen in gegenseitigen Entfernungen von 3,6 m, abgetrepptem Boden und einer kleinsten Wassertiefe von 0,5 m. Das mittlere Gefälle beträgt 1 : 13, und die Neigung der einzelnen Absätze 1 : 30. Die Schlupföffnungen haben eine Breite von 0,35 m. Zur Erleichterung des Überspringens der Stege, für diejenigen Fische welche diese Art des Aufstieges vorziehen, sind dieselben etwas nach dem Oberwasser zu geneigt, wie aus dem Längenschnitt Fig. 73 a zu ersehen ist. Der Wasserbrauch beträgt hier 0,36 bis 0,4 cbm in der Sekunde. Zur Regelung des Wasserzuflusses ist die Einmündung mit einer aus zwei Schützentafeln von 0,6 m Breite bestehenden Schleuse versehen, deren Fachbaum 0,3 m unter Niedrigwasser liegt. Dieser Pass hat sich als besonders zweckmässig erwiesen.

Eine Variation dieses Systems besteht entsprechend Fig. 74 darin, dass bei entsprechend grösserer Breite der Rinne, die Stege so nahe an einander gerückt sind, dass ihre gegenseitige Entfernung nur etwa $^1/_3$ bis $^1/_4$ der Rinnenbreite beträgt (Syst. Atkins), wodurch die Erreichung einer gleichförmigeren Strömung bezweckt wird. Eine andere Veränderung zeigt Fig. 75, darin bestehend,


Fig. 74. Syst. Atkins. Fig. 75. Syst. Smith. Fig. 76. Fig. 77. Fig. 78. Syst. Atkins.

dass in der Verlängerung der eigentlichen Querstege kleinere Stege an der gegenüberligenden Wange angebracht sind, so dass sich die Schlupföffnungen nicht an die letztere anschliessen (Syst. Smith). Diese Anordnungen gestatten im Allgemeinen ein grösstes Gefälle von 1 : 10 bis 1 : 8.

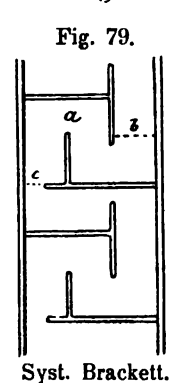


Fig. 79. Syst. Brackett.

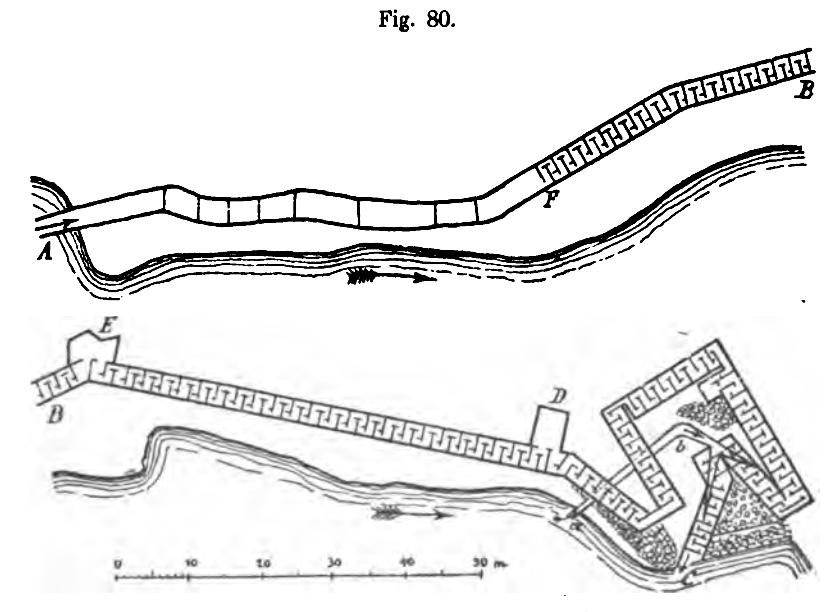
Behufs stärkerer Hemmung der Strömung und zur Vermeidung eines schiefen Durchströmens der Schlupföffnungen (wodurch die Fische leicht irre geführt werden), hat man die winkelrechten Stege auch mit Ansätzen (Flügeln) entsprechend den Figuren 76 bis 79 versehen. Hiedurch entsteht aber der Nachtheil einer leichteren Bildung von Wirbeln und von Ablagerungen in den Kammern. Von diesen Anordnnngen hat sich namentlich das System von Brackett (Fig. 79, patentirt in Nordamerika 1872), als besonders zweckmässig erwiesen, und ist in Amerika vielfach zur Anwendung gekommen. Dasselbe gestattet ein Gefälle bis zu 1:6, ohne Schwierigkeit für die Fische, den Pass ohne Aufenthalt zu durchschwimmen.

Infolge der komplicirten Form erfordern aber die Brackett'schen Pässe grössere Dimensionen als Pässe anderer Art. So hat eine solche Anlage beim

South Hadlay-Wehr in Massachusetts eine Breite von 3,96 m und eine gegenseitige Entfernung der gleichgelegenen Stege, von 3,35 m. Bei einem anderen derartigen Passe bei Brownville in Maine betragen aber die bezüglichen Ausmessungen nur 2,44 und 2,29 m, und die Breite der seitlichen Öffnungen 0,61 m.

In Europa ist das Brackett'sche System z. B. beim Fischpass am Rukanfall im Sirefluss in Norwegen in grossartigem Massstab zur Anwendung gekommen. Diese vom norwegischen Fischerei-Inspektor A. Landmark ausgeführte Anlage besteht entsprechend dem Grundriss Fig. 80 (hier in zwei Theile: *AB* und *BC*

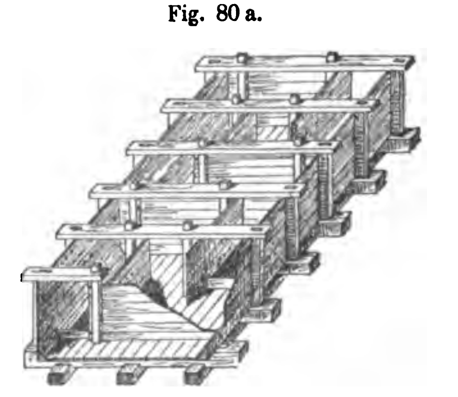
Fig. 80.



Fischpass am Rukanfall. Grundriss.

abgebrochen) und der perspektivischen Ansicht Fig. 80 a im oberen Theil aus einem im Felsen eingesprengten Graben *AF* von 73 m Länge und einer Sohlenneigung von 1 : 180, und sodann aus einer Brackett'schen hölzernen Rinne von 2,82 m Breite, und 212 m Länge, bei einer Neigung von 1 : 8 und 1 : 7, bezw. bei der oberen und unteren Hälfte. Der Pass hat somit eine Gesammtlänge von 285 m, und beträgt dessen Gesammtgefälle 27,2 m. Zur Vermeidung eines Überspringens der Seitenwände, sind dieselben entsprechend höher gehalten als die Stege, indem diese eine Höhe von 0,94 m, die Seitenwände aber eine solche von 1,18 m, nebst einer Drahtgitterverlängerung von 0,3 m Höhe erhielten. Der gegenseitige Abstand der gleichgelegenen Stege beträgt 2,82 m, die Breite der Kammern 0,8 m und die Weite der die Kammern verbindenden Schlupföffnungen überall 0,63 m, ausser den oberen Auslauföffnungen aus den Kammern *a*, (Fig. 79)

Fig. 80 a.



Fischpass am Rukanfall. Ansicht.

welche um 0,1 m breiter sind, da sonst das Wasser hier stärker aufgestaut würde, als an anderen Stellen.

Ausserdem sind hier, abweichend von der Brackett'schen Anordnung, zur besseren Hemmung des Wassers an den Stellen wo es die grösste Geschwindigkeit annehmen will, nämlich bei *b* und *c*, wie in Fig. 79 mit punktirten Linien angedeutet, durchgehende niedere Sperren von 0,19 m Höhe angebracht. In Anbetracht der grossen Länge des Passes (der durch die Windungen zurückzulegende Weg der Fische beträgt 785 m) wurden bei *D* und *E* grössere Becken als Ruheplätze für die Fische angeordnet, welche eine Tiefe von 1,75 m haben. Ferner wird hier, wie bereits früher angedeutet, zum besseren Anlocken der Fische dem unteren Theil des Passes durch eine eigene Leitung *a b* besonders Wasser zugeführt, welches vom unteren Theil des Falles entnommen wird. Im Übrigen wird der Wasserzufluss so geregelt, dass aus früher angeführten Gründen etwas Wasser über die Stege fliesst. Die grösste Geschwindigkeit des Wassers im Passe beträgt 1,2 m, und der Wasserverbrauch ca. 0,65 cbm in der Sekunde.

Behufs Erreichung einer noch kräftigeren Hemmung der Strömmung, als durch rechtwinklige Stege erreicht wird, werden dieselben, entsprechend Textfig. 81, auch stromanfwärtz schief gestellt. Bei dieser in Nordamerika sehr beliebten Anordnung (Syst. Foster) wird auch der Vortheil erreicht, dass die Kammern verhältnissmässig länger werden und den Fischen das Vorbeischwimmen an den

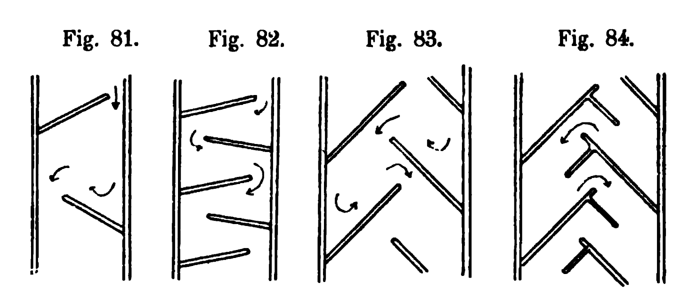


Fig. 81. Syst. Foster. Fig. 82. Syst. Foster. Fig. 83. Syst. Swazey. Fig. 84. Syst. Swazey-Atkins.

Stegen erleichtert wird. Dagegen hat diese Anordnung den Nachtheil der leichteren Bildung von Wirbeln und von Ablagerungen in den Kammern. — Ein im Jahre 1867 bei Union Mills in Nordamerika ausgeführter derartiger Pass, der sich als zweckmässig erwiesen haben soll, hatte eine Breite von 2,3 m, eine Tiefe von 1,5 m, und einen gegenseitigen Abstand der gleichgelegenen Stege von 6,1 m. Die Breite der Schlupföffnungen betrug 0,46 m am Boden und 0,23 m oberhalb, die Neigung der Stege gegen die Seitenwände ca. 55°, und das Gefälle des Passes 1 : 10. Man soll aber bei diesem System ohne Bedenken Gefälle von 1 : 9 bis 1 : 8 anwenden können.

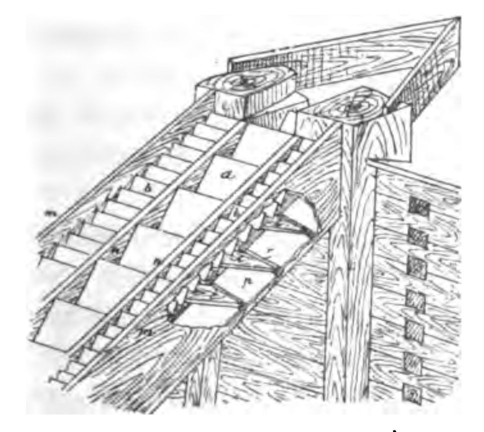
Fig. 82 zeigt eine Modifikation dieses Systemes, darin bestehend, dass die Stege bei weniger steiler Neigung nahe an einander gerückt werden, wodurch die Erreichung einer gleichmässigeren Strömung bezweckt wird, welche Anordnung sich bei grösseren Pässen recht gut bewährt haben soll. Eine andere Variation,

besteht entsprechend Fig. 83 darin, dass die unter etwa 45° geneigten Stege nur etwas über die Mitte der Rinne reichen und so nahe an einander gerückt sind, dass die Schlupföffnungen in der Mitte der Rinne, zwischen den Stegenden liegen (Syst. Swazey). Diese Anordnung wurde durch Atkins noch dahin geändert, dass die Stege entsprechend Fig. 84 an den Enden Flügel erhielten. Diese letztere Anordnung hat zwar den Vortheil, dass durch die Flügel die Strömung noch mehr geschwächt und gleichförmiger wird, dagegen aber den Nachtheil, dass dieselben eine scharfe Wendung des Fisches erfordern und dadurch den Aufstieg erschweren, nebstdem sie dem Fische den Eindruck geben, als ob dadurch der Weg gesperrt wäre. Das Gefälle kann hier 1 : 8 bis 1 : 7 betragen.

Einzelne dieser Pässe, wie z. B. jener von Atkins (Fig. 74) sind behufs Raumersparniss auch in Spiralform vorgeschlagen worden.

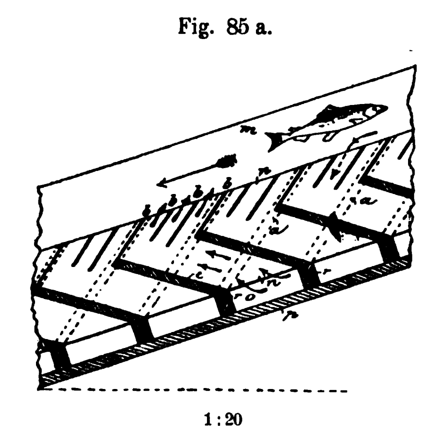
Von eigenartiger Anordnung sind schliesslich die Fischpässe mit Gegenströmung. Nebenstehende Fig. 85—85 a zeigen die ursprüngliche Anordnung der

Fig. 85.



Mac Donalds Pass. Ansicht.

Fig. 85 a.



1 : 20

Mac Donalds Pass. Längenschnitt durschnitt durch den äusseren Theil.

Gegenstrom-Fischpässe von Mac Donald (Fischerei Kommissär im Staate Virginia), bestehend aus einer hölzernen oder eisernen Rinne, welche durch die Zwischenwände *n* der Länge nach in drei Abtheilungen getheilt ist, die mit schräg nach oben gerichteten Schaufeln *a* und *b* durchbrochen sind, und mit darunter befindlichen Räumen in Verbindung stehen, unter denen sich der eigentliche Boden *p* befindet. Dieser Boden ist mit über die ganze Breite reichenden Querleisten *r* versehen, bis zu denen die Zwischenwände *n* sowie die mittleren Schaufeln *a* niederreichen, welch letztere eine Neigung von ca. 36° gegen den Boden *p* haben. Hiebei bleiben zwischen den unteren Kanten der Wände *n* und dem Boden *p* die freien Räume *o* (Fig. 85 a) übrig, durch welche die mittlere Abtheilung mit den seitlichen in Verbindung steht.

In den zwei seitlichen Abtheilungen sind gleichfalls, von den Bodenleisten *r* ausgehend, die Schaufeln *c* angebracht, welche anch unter 36° gegen den Boden *p*, jedoch in entgegengesetzter Richtung, nach abwärtz geneigt sind, und nur bis zu ungefähr der halben Höhe der seitlichen Räume reichen, während der obere Theil durch die äusseren, wieder nach oben gerichteten, dichteren Schaufeln *b* ausgefüllt ist.

Da die Einmündung zum Passe nur so gross ist wie die mittlere Abtheilung, so gelangt das niederströmende Wasser zwischen den Schaufeln *a* zum Boden *p* und von hier durch die Zwischenräume *o* in die seitlichen Abtheilungen, von wo es zwischen den Schaufeln *c* und *b* wieder zur Oberfläche emporsteigt, um dann wieder zwischen den folgenden Schaufeln *a* niederzusinken. Da hiebei das zwischen den Schaufeln *b* aufsteigende Wasser einen Gegenstrom bildet, so wird hiedurch die Geschwindigkeit des niederströmenden Wassers in dem Grade gehemmt, dass es eine gleichförmige und so langsame Bewegung erhält, und darin die Fische selbst bei einer so steilen Neigung wie 1 : 3 mit Leichtigkeit geraden Weges empor gelangen können. — Nach den in Amerika gebräuchlichen Ausmassen haben diese Pässe eine Breite von 0,6 bis 0,8 m, wovon ca. 0,3 m auf die mittlere Abtheilung entfällt, und eine gegenseitige Entfernung der Schaufeln *a* von ca. 0,3 m. Die Höhe der die drei Abtheilungen abscheidenden Wände beträgt ca. 0,42 m. Doch sind diese Ausmasse, sowie die Höhe der in Fig. 85 ersichtlichen Seitenwände *m* für Lachse zu klein.

Vor dem Einlauf befindet sich ein Abweiser für schwimmende Gegenstände wodurch der Pass leicht verlegt wird. Diese Pässe sind in Amerika vielfach zur Anwendung gekommen, und haben sich im Allgemeinen gut bewährt, infolge dessen sie sich stellenweise auch in Europa Eingang verschafft haben. So befindet sich z. B. bei der Hornichmühle in der Werse (Nebenfluss der Ems) ein solcher Mac Donald'scher Pass von 0,81 m Breite, 3,5 m Fallhöhe uud einem Gefälle von 1 : 3. Derselbe besteht aus Holz und eisernen Schaufeln. Eine zweite derartige Anlage bei der Sudmühle im selben Fluss besteht ganz aus Eisen, und hat eine Breite von 0,77 m, eine Fallhöhe von 2,25 und gleichfalls eine Neigung von 1 : 3.

Eine andere in Amerika zur Anwendung gekommene Variation dieses Systems besteht darin, dass die seitlichen Abtheilungen geschlossene Röhren bilden, von welchen das Gegenstromwasser an den nach oben verlängerten Seitenwänden *n* herauskommt. Der Erfinder hat ferner nach dem gleichen Principe auch einen lothrechten Fischpass konstruirt, bestehend aus einem vierseitigen Schacht, dessen Seitenwände mit nach aufwärtz gerichteten Schaufeln durchbrochen sind, die mit dem Oberwasser in Verbindung stehen, so zwar, dass das zwischen denselben ausströmende

Wasser einen Gegenstrom bildet, für die durch den Schacht unmittelbar ablaufenden Wassermassen.

Diese Mac Donald'schen Pässe sind jedoch mit gewissen Mängeln behaftet, die diese Anlagen nur unter gewissen Bedingungen als zweckmässig erscheinen lassen. Vor allem scheinen dieselben für grössere Fische, wie für Lachse, weniger geeignet zu sein, da bei der für dieselben erforderlichen grösseren Wassertiefe, bezw. grösseren Wassermenge, von dieser eine so grosse lebende Kraft entwickelt wird, dass auf dieselbe die Gegenströmung keine genügende Wirkung haben dürfte.

So wurden z. B. zur Überwindung der 800 m langen Stromschnellen des Potomac Flusses (Maryland) für ein Gesammtgefälle von 22 m im Jahre 1885 sechs hölzerne Pässe von gleicher principieller Anordnung wie die obgenannten, mit einer Längenneigung von 1 : 6, gebaut. Doch wurden dieselben kurz vor ihrer Vollendung durch eine Hochfluth theils zerstört, theils mit Sand, Kies und Steinen vollends zugeschüttet. Im Jahre 1886 wurde dann der unterste dieser Pässe gründlich gereinigt und ausgebessert, und soll dann seine Wirksamkeit eine gute gewesen sein.

Anlässlich dieser Erfahrung wurde daher von Mac Donald eine andere nicht weniger sinnreiche Passkonstruktion in Vorschlag gebracht, wobei jene Übelstände möglichst vermieden sind, und welche Konstruktion dennoch einfacher und weniger kostspielig ist, als die vorige.

Dieser neue Fischpass besteht entsprechend Fig. 86—86a aus einem viereckigen allseitig geschlossenen Bohlenkasten von 0,8 m Breite und 0,28 m Höhe, welcher durch Ankerbolzen *a* an das darunter befindliche Betonbett geschraubt ist. Von den Seitenwänden springen in gegenseitigen Entfernungen von ungef. 1 m unter

Fig. 86. Querschnitt.

Fig. 86 a. Grundriss.

Fig. 87. Querschnitt.

Fig. 87 a. Grundriss.

Neuere Mac Donald'sche Fischpässe.

45 ° nach aufwärtz gerichtete hölzerne Stege *b* vor, welche zum Durchlassen des Sandes an ihrer Wurzel mit Öffnungen *d* versehen sind. Zwischen diesen Stegen befinden sich je zwei stumpfwinklig gebrochene gusseiserne Leitschaufeln *c* und *e*, welche mittels Lappen *f* am Boden und Deckel angeschraubt, und so gestellt sind, dass das hinter denselben niederstürzende Wasser gezwungen ist, zwischen denselben in aufwärtz gehender Richtung herauszutreten, um dann wieder mit neuem Anlauf hinter das folgende Schaufelpaar niederzufliessen, wie im Grundriss durch die dünn gestrichelten Linien angedeutet ist. Der, der dick gestrichelten Linie entlang aufsteigende Fisch, kreuzt daher diese Wasserfäden gerade dort, wo sie die kleinste Geschwindigkeit haben.

Bei grösserer Breite des Fischweges sollen die Schaufeln entsprechend Fig 87—87 a in mehreren Reihen eingebaut werden.

Der Deckel soll zum Schutz gegen Eintreiben von schwimmenden Körpern dienen, und sind bei demselben Lichtöffnungen vorgesehen, wiewohl der Erfinder die Dunkelheit des Passes nicht für nachtheilig hält, da der Aufstieg der Fische meistens bei Nacht stattfindet (CBl. 1888, S. 511).

b) Fischtreppen.

Die bei den Fischtreppen über die ganze Breite reichenden Sperren haben entweder eine wagrechte Oberkante, oder dieselbe ist abwechselnd nach der einen und nach der anderen Seite zu geneigt, oder sie bildet eine gebrochene nach der Mitte zu geneigte, oder eine konkave Linie. Bei wagrechter Oberkante wird die Sperre, für den Durchgang derjenigen Fische die zum Springen nicht geneigt sind, mit einem Einschnitt an der Oberkante (Schlupflücke) oder mit einem an der unteren Kante angebrachten Schlupfloch (System Cail) versehen, während bei geneigter Oberkante solche Öffnungen nicht erforderlich sind, indem hier der Fisch an der tiefsten Stelle der Kante schwimmend durchkommen kann.

Die Schlupflücken sind viereckig oder halbkreisförmig, und müssen für grössere Fische eine Breite von wenigstens 0,3 m und eine so grosse Höhe erhalten, dass das überströmende Wasser etwa 0,35 bis 0,4 m Tiefe hat. Der Boden wird meistens treppenförmig, mit horizontalen oder schwach geneigten Absätzen zwischen den Sperren angeordnet.

Nachstehende Figuren 88—88 a zeigen die Anordnung einer Forellentreppe im Enzfluss bei Calmbach in Württemberg, die sich gut bewährt haben soll. Dieselbe hat einen eben durchgehenden Boden mit der ungewöhnlich starken Neigung von 1:3,5, eine lichte Weite von 0,8 m, eine Kammerlänge von 0,9 m, eine kleinste Tiefe von 0,3 und einen Höhenunterschied der Wasserfläche in den Kammern von 0,23 m. Vor der Ausmündung befinet sich ein tiefer Kolk am Fusse einer Freischleuse, für dessen Beibehaltung eine schräge Bohlenwand vorgelegt ist.

Fig. 88. Längenschnitt.

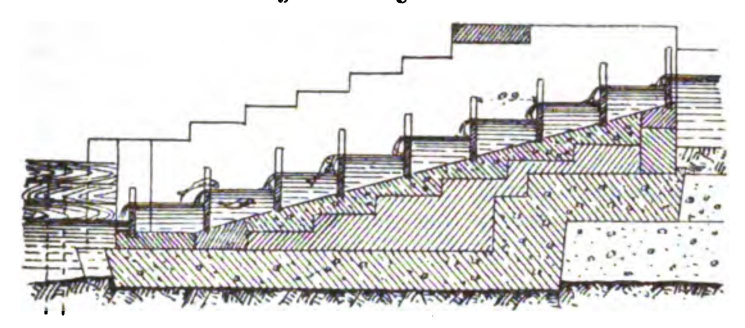
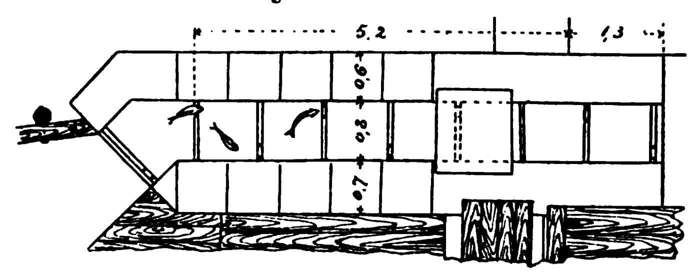


Fig. 88 a. Grundriss.

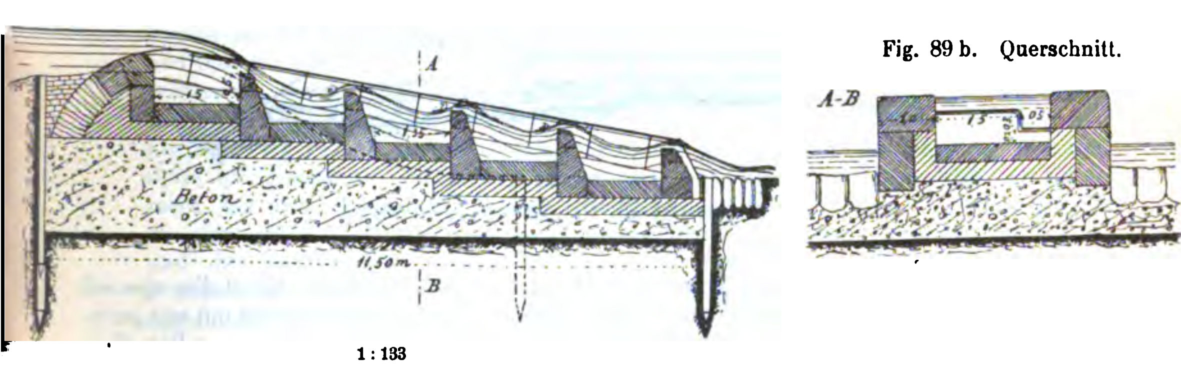


1:100
Forellentreppe im Enzfluss.

Als Beispiel einer für Lachse dienenden Treppenanlage in einem Steinwehr, möge die in den Textfiguren 89—89 b dargestellte Fischtreppe bei dem früher

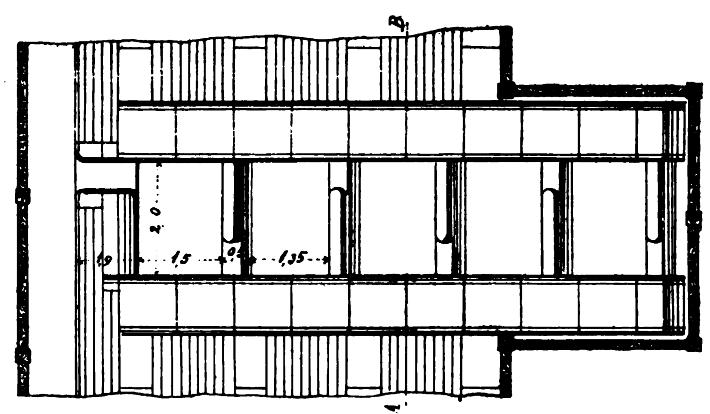
Fig. 89. Längenschnitt.

Fig. 89 b. Querschnitt.



1:133

Fig. 89 a. Grundriss.



Fischtreppe im Lahn-Wehr bei Kalkofen.

beschriebenen Wehr in der Lahn bei Kalkofen (vergl. Taf. III, Fig. 5 —5 a) dienen. Der Boden besteht aus horizontalen Treppenabsätzen und hat ein mittleres Gefälle von 1 : 7. Die lichte Weite zwischen den Wangen beträgt 2 m, die gegenseitige Entfernung der Sperren 1,35 bis 1,5 m, ihre Höhe 0,5 m, und die Weite und Höhe der rechteckigen Schlupflücken 0,5 × 0,3 m.

Das untere Ende der Treppe steht um 3 m über den Fehrfuss hinaus. Trotz dieser, aus oben angeführten Gründen ungünstigen Anordnung und des verhältnissmässig steilen Gefälles, ist doch durch besondere Beobachtungen konstatirt worden, dass die Anlage von den Fischen für den Aufstieg lebhaft benutzt wird (ZfB. 1883).

Textfig. 90—90a zeigen im Grundriss und Längenschnitt eine neuere Fischtreppenanlage am Ufer, wie selbe bei den vorher beschriebenen Nadelwehranlagen im Main

Fig. 90. Grundriss.

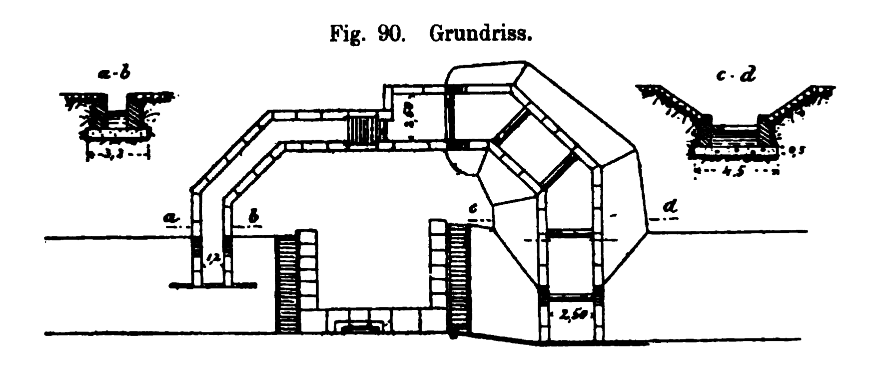
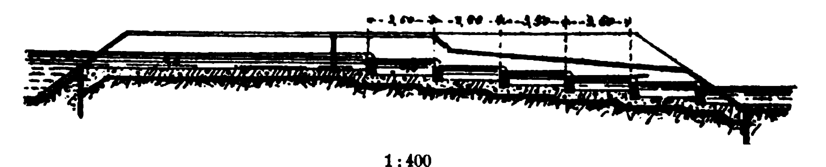


Fig. 90 a. Längenschnitt.



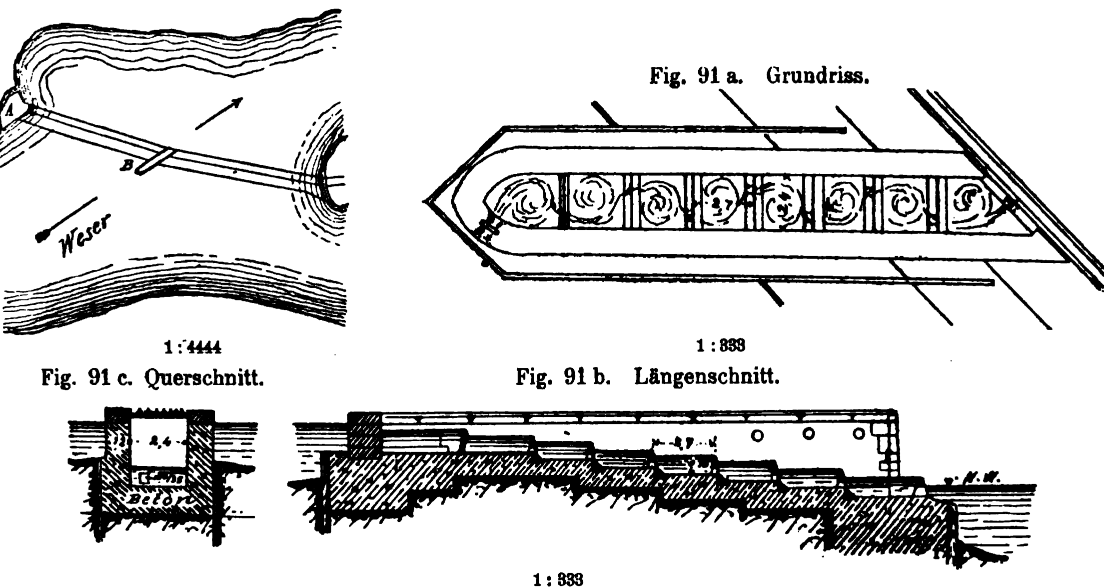
1:400

Fischtreppe am Main-Wehr bei Okriftel.

zwischen Frankfurt und Mainz zur Anwendung gekommen ist. Es ist dies speciell die Fischtreppe beim Wehre von Okriftel, allein die gleiche Disposition ist mit nur geringen Abweichungen auch bei den übrigen Wehren zur Anwendung gekommen. Dieselben wurden am linken Flussufer, um den Landpfeiler herum angelegt, und erhielten sowohl diese Lage als sonst auch die gewählte Anordnung auf Grund von Unterhandlungen und Anfragen bei verschiedenen Fischerei-Vereinen und sonstigen Sachverständigen. Das Fundament besteht aus einem Betonbett von 0,5 m Höhe, während die Seitenwände aus Bruchsteinmauerwerk, und die Sperren aus Sandsteinplatten bestehen. Das Gefälle beträgt 1 : 10,6 und haben die Kammern eine wagrechte Sohle, eine Breite von 2,5 m und eine Wassertiefe von 0,8 m. Die Einmündung liegt mit der Sohle 0,8 m tief unter dem Oberwasser und steht durch einen längeren wagrechten Kanal von nur 1,2 m Breite mit den Kammern in Verbindung. Die im Zickzack dicht an den Seitenwänden liegenden Schlupflücken sind hier halbkreisförmig, von 0,3 m Halbmesser. — Es hat sich gezeigt, dass diese Treppen namentlich im Mai, bei warmem, sonnigem Wetter und nicht trübem Wasser von den Fischen sehr lebhaft benutzt werden (ZfB. 1888).

Eine vorzügliche Fischtreppenanlage nach der Bauart von Rich. Cail (Newcastle), ist die gleichfalls in neuerer Zeit ausgeführte Treppe im Weserwehr bei Hameln (Textfig. 91—91 c).

Fig. 91. Lageplan.



1 : 4444 — Fig. 91 a. Grundriss. 1 : 833

Fig. 91 c. Querschnitt. — Fig. 91 b. Längenschnitt. 1 : 333

Cail'sche Fischtreppe in der Weser bei Hameln.

Diese Konstruktion zeichnet sich dadurch aus, dass anstatt der gewöhnlich an der Oberkante der Sperren angebrachten Schlupflücken, für den Durchgang der Fische an der Unterkante, dicht am Boden, Schlupflöcher von 0,3 bis 0,4 m Breite und 0,35 bis 0,55 m Höhe angebracht sind. Die Löcher der oberen Sperren werden etwas grösser als die der unteren angenommen, damit im unteren Theil behufs Anlockens der Fische ein Überfall über die Sperren erreicht wird. Der Erfinder empfiehlt, den Löchern eine Fläche von $0{,}3 \times 0{,}23 = 0{,}07$ qm zu geben, die Einmündung aber um 0,025 qm grösser anzunehmen. Ferner giebt Cail den Höhenunterschied der Kammern mit 0,46 m und das grösste Gefälle mit 1 : 5 bis 1 : 4 an. Doch empfiehlt es sich nach Landmark den Höhenunterschied nicht grösser als 0,3 bis 0,4 m und das Gefälle nicht stärker als etwa 1 : 8 anzunehmen. Bei kleinerem Gefälle können die Schlupflöcher allenfalls in der Mitte der Treppe einander gegenüber angebracht sein, gewöhnlich aber wird es sich empfehlen, dieselben lieber seitwätrz im Zickzack anzubringen.

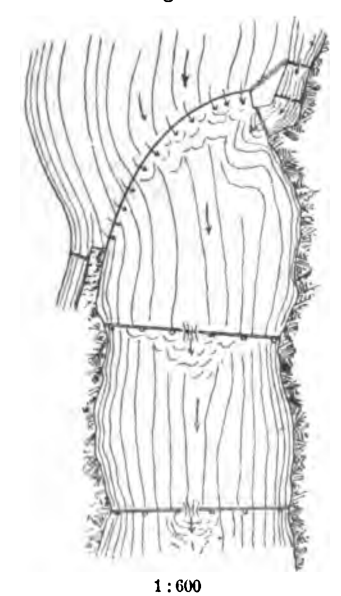
Im vorliegenden Falle wurde, nachdem sich die frühere am Ufer gelegene Fischtreppe *A* (Fig. 91) als unwirksam erwiesen hatte, (infolge von zu geringer Wassertiefe vor der Ausmündung), im Jahre 1887 gelegentlich des Umbaues des früheren Holzwehres in ein solches aus Beton, die neue Fischtreppe *B* in der Mitte des Flusses angelegt. Die Treppe hat ein Gefälle von 1 : 8 und besteht aus Cement-Kiesbeton mit Sandsteinquader-Verkleidung an den Ecken und Enden. Der Fundamentkörper ist durch eine 20 cm starke Spundwand gesichert, welche während des Baues von einem 2 m breiten Thonfangdamm umgeben war. Die Ausmündung der Treppe liegt in einer Linie mit dem Wehrfuss, während die Einmündung in das Oberwasser hineinragt, und liegt die Sohle der Einmündung etwa 1,5 m über derjenigen des Flusses. Die Grösse der Schlupflöcher beträgt bei den oberen zwei Sperren $0{,}35 \times 0{,}55$ m und bei den folgenden fünf $0{,}35 \times 0{,}35$ m. Dieselben sind, zur Mässigung der Zusammenpressung der ausströ-

menden Wasserstrahlen und zur Verhütung einer Beschädigung der Fische, gehörig abgerundet. Die Sperren sind überdies an der Oberkante mit im Zickzack gestellten halbkreisförmigen Schlupflücken von 0,25 m Halbmesser versehen (in den Figuren nicht ersichtlich). Das obere Ende der Treppe bildet zur Ablenkung von schwimmenden Gegenständen nach Art der Eisbrecher einen spitzen Winkel, an dessen einer Seite sich die mit einer Schütze verschliessbare Einmündung befindet. Zum Schutze gegen Hochwasser, Eisgang etc. ist die Treppe durch einen Rost von starken T Eisen abgedeckt. Die Kosten dieser Treppenanlage stiegen zu dem ungewöhnlich hohen Betrage von 21130 Mk.

Bereits wenige Stunden nach Eröffnung dieses Fischweges im September 1887 passirten denselben mehrere Lachse, und wurde auch späterhin darin ein sehr lebhafter Aufstieg von Lachsen beobachtet. In den sehr warmen Sommermonaten der Jahre 1888 und 1889 zeigte sich, dass zuweilen sämmtliche Becken mit verschiedenen Fischarten, namentlich Barben, Weissfischen, Kühlingen und Barschen dicht gedrängt angefüllt waren. — Im Juni des letzteren Jahres wurde während der Abendstunden der Aufstieg zahlreicher junger Aale von 15 bis 25 cm Länge und 0,6 bis 1,0 cm Dicke beobachtet, von welchen die Becken zeitweilig in dichten Knäulen angefüllt waren. Es wurde auch beobachtet, dass die Fische meistens durch die Löcher schwimmen, und selten die Sperren überspringen (CBl. 1890, 1895).

Cail hat diese Treppen auch in Spiralform vorgeschlagen. Bei Forellenbächen haben sich solche Cail'sche Treppen auch in Form von beweglichen Rinnen aus leichten Brettern als gut geeignet erwiesen. Die Stufenhöhe kann hiebei etwa 0,2 bis 0,3 m und die Weite der Schlupflöcher 0,1 bis 0,15 m. betragen.

Fig. 92.



1 : 600

Fischtreppe mit Hilfswehren im Branfluss.

Als eine Art von Fischtreppen sind auch Anlagen mit s. g. Hilfswehren zu betrachten, welche aus über den ganzen Fluss reichenden, mit Schlupflücken versehenen Sperren bestehen, wodurch der Aufstieg der Fische im Flusse selbst, an Stellen ermöglicht wird, wo sonst für den direkten Aufstieg die Wassertiefe zu gering, oder die Strömung zu stark ist.

Eine solche Anlage befindet sich z. B bei einem Wehr im Branfluss in Preussen (Textfig. 92) zusammen mit einer gewöhnlichen Fischtreppe. Hier war nämlich das Gefälle unmittelbar unterhalb des Wehres so gross und die Wassertiefe so gering, dass die zur Umgehung des Wehres angelegte Fischtreppe, ohne die zwei unterhalb angelegten Hilfswehre für die Fische (Lachse) nicht erreichbar gewesen wäre. Diese Hilfswehre bestehen aus einfachen Bohlwänden mit einer Schlupflücke von 1 m Breite in der Mitte. Die hiedurch erreichte Wassertiefe beträgt beim niedrigsten Wasserstand mindestens 0,6 m, und entfällt von dem 1,7 bis 2 m betragenden Gefälle etwa die Hälfte auf die beiden Hilfswehre und die andere Hälfte auf die Treppe. Letztere hat eine Breite von 1,5 bis 2,2 m, eine Kammerlänge von 2,5 bis 2,6 m, eine Wassertiefe von 0,7 m und einen Höhenunterschied der Kammern von etwa 0,25 m. Die Sperren bestehen hier aus Bohlen.

Schliesslich seien noch s. g. natürliche Fischtreppen erwähnt, wie solche stellenweise, bei günstigen örtlichen Verhältnissen, mit Vortheil zur Anwendung gekommen sind. Diese Anlagen bestehen entsprechend Textfig. 93—93 a aus in den Felsen eingesprengten Becken von 2,5 bis 3,5 m Breite, 2 bis 4 m Länge und 1 bis 1,5 m Tiefe, welche durch einfache Rinnen von etwa 1 bis 1,25 m Breite (so schmal als dieselben ausgesprengt werden können) und 0,5 bis 1 m Tiefe mit einander verbunden sind. Der Höhenunterschied der Becken beträgt 0,7 bis 1,0 m und das mittlere Gefälle des Fischweges höchstens 1 : 8 bis 1 : 7, bei grösseren Wassermengen jedoch nicht grösser als 1 : 12 bis 1 : 10.

Fig. 93. Vertikalschnitt.



Fig. 93 a. Grundriss.



1 : 300

Natürliche Fischtreppe.

Die ältesten Anlagen dieser Art bestehen in Amerika, wo sie (s. g. Cape-Cod-Treppen) bereits im Jahre 1806 im Damariscotta Flusse in Maine, zur Umgehung einer Stromschnelle von 15,25 m Gefälle, unter Benutzung von 25 Becken zur Anwendung kamen.

Auch in Norwegen kommen solche Anlagen (minerede basintrapper) mehrfach vor, wie z. B. am Osfall im Soenfjord, wo ein Gefälle von 12,75 m auf 100 m Länge durch 15 Becken von 1,6 bis 3,8 m Breite und 3,5 bis 5,3 m Länge umgangen wird, welche durch Rinnen von 1 bis 1,25 m Länge und 0,64 bis 1,12 m Gefälle mit einander verbunden sind. Diese vor etwa 30 Jahren ausgeführte Anlage, deren Kosten nur ca. 4000 Kronen betrugen, soll von Lachsen sehr viel benutzt werden.

Nach Landmark können solche natürliche Treppen im Allgemeinen als die zweckmässigsten Fischwege zur Umgehung von Wasserfällen angesehen werden, indem dieselben verhältnissmässig starke Steigungen zulassen, in der Anlage nicht wesentlich theuerer werden als hölzerne Anlagen, die grösstmögliche Stabilität besitzen, und so gut wie gar keine Unterhaltungskosten erfordern.

c) Aalrinnen.

Die Aale laichen wie bereits gesagt, im Gegensatz zu den Lachsen im Meere, und steigt die junge Brut im Frühjahr oder Sommer (oft in beteutenden Massen, zu Millionen) in die oberen Flussläufe, von wo sie dann als erwachsene Thiere wieder zum Meere zurückkehren. Da diese aufsteigenden jungen Aale oft nur eine Länge von etwa 5 bis 10 cm und Stricknadeldicke haben, so ist es für dieselben im Allgemeinen schwer, selbst kleinere Strömungen schwimmend zu überwinden. Dagegen haben dieselben ein besonderes Vermögen, zwischen Steinen oder an feuchten Wänden emporkriechend, oder kletternd, selbst die stärksten Gefälle zu überwinden.

Nach den früher angeführten Beobachtungen bei der Fischtreppe in der Weser bei Hameln zu urtheilen, können unter Umständen die gewöhnlichen

Fischwege auch für die Aalbrut passirbar sein, in welchem Falle besondere Anstalten für den Aufstieg dieser Fische entbehrlich sein können. Wo aber gewöhnliche Fischwege nicht vorhanden, oft auch nebst diesen (wie z. B. bei Hameln), werden zu dem Zwecke s. g. Aalrinnen angewendet. Bei kleinerem Gefälle kann hiezu allenfalls schon ein vom Unterwasser nach dem Oberwasser gelegtes rauhes Brett, mit einer Neigung von etwa 1 : 6 bis 1 : 3 genügen, wenn dasselbe durch darüber sickerndes Wasser feucht gehalten wird. Besser ist es aber das Brett durch Anbringung von seitlichen Leisten in eine Rinne zu verwandeln, um ein Niederfallen der oft in dicken Massen über einander kriechenden Thiere zu vermeiden, nebstdem das untere Ende zweckmässig trichterförmig erweitert wird. Zur Erleichterung des Aufstieges werden in solche Rinnen auch Faschinenwürste eingelegt, oder es wird der Boden mit kleinen Steinen belegt, welche namentlich in moosbewachsenem Zustand zweckentsprechend sind.

Auch werden hiefür geschlossene, mit Steinen oder Faschinen gefüllte, und behufs Minderung der Strömung im Inneren mit durchschlitzten Querwänden versehene Bohlenröhren benutzt. Die Aalrinnen sollen möglichst nahe am Ufer liegen.

DER
WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS,

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

SKIZZENBUCH.

HELSINGFORS 1897.

KUOPIO 1897.
GEDRUCKT BEI O. W. BACKMAN.

Inhalt der Tafeln des Skizzenbuches,

nebst

Quellenangaben.

Die eingeklammerten Bezeichnungen beziehen sich auf die eingangs des Werkes angeführte Literatur, und bedeuten einige derjenigen Quellen, worin sich die besprochenen, oder ähnliche Anordnungen befinden.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften der Wässer.

Bestimmung der Niederschläge.

Taf. I, Fig. 1. Ombrometer für den neueren hydrographischen Dienst in Österreich (ÖM. 1895, S. 258).
Fig. 2. Ombrograph von Iszkowsky (ÖM. 1895, S. 246).
Fig. 3. » » Dr. Sprung und R. Fuess, erste Bauart (ZfB. 1890, S. 524).
Fig. 4. Ombrograph von Beckley (HdI.).
Fig. 5—5 a. » » Prof. Dr. A. Schreiber (CI. 1895).
Fig. 6. » » Dr. Mauer und Hottingen & C:o. (ZfB. 1890 — CI. 1894).
Fig. 7—7 b. Ombrograph von Dr. Sprung und R. Fuess, neuere Bauart (ZfB. 1890, S. 505 — CBl. 1890, S. 45 — CI. 1894, S. 542).

Ermittlung der Wasserstände.

Fig. 8. Amerikanischer Seilpegel (ZfB. 1895, Ergänz. Heft, Bl. IV).
Fig. 9—9 a. Holländischer selbstanzeigender Hoch- und Niederwasserpegel (CBl. 1890, S. 469 & 6).
Fig. 10. Selbstanzeigender Pegel des hydrograph. Amtes der deutschen Admiralität (CBl. 1888, S. 192).
Fig. 11. Selbstanzeigender Pegel in Travemünde (CBl. 1888, S. 231).
Fig. 12. Fluthmesser von Reitz (ÖW. 1890. S. 291).

Geschwindigkeitsmessung.

Fig. 13. Hydrometrische Röhre von A. Frank (ÖZ. 1895, S. 503).
Fig. 14—14 b. Hydrometrischer Flügel von Harlacher (Harlacher, Hydrol. Untersuchg. — Wagner, Hydrol. Untersuchg. — Mr. — HdI).
Fig. 15. Das Patent-Logg (DB. 1874, S 155, 183 — HdI).

II. Anlagen zur Gewinnung des Niederschlags- und Grundwassers.

Cisternen.

Taf. II, Fig. 1. Wächterhaus-Cisterne der Udine-Pontebba-Bahn (ÖZ. 1885).
Fig. 2. Cisterne mit Senkschacht (Hg. — Sch. — Hdl.).
Fig. 3. Wächterhaus-Cisterne der St. Peter-Fiume-Bahn (ÖZ. 1885).
Fig. 4. » » » Karlstadt-Fiume-Bahn (ÖZ. 1885).
Fig. 5—5 a. » » » istrischen u. dalmantin. Bahnen (ÖZ. 1885).
Fig. 6—7. Venezianer-Cisternen (AB. — Sch.).
Fig. 8—8 a. Cisterne der »Fünf Brunnen» in Zara (ÖZ. 1885).
Fig. 9—9 a. » am Hafen zu Pillau (ZfB. 1854, S. 158).

Brunnen.

Fig. 10. Gewöhnlicher hölzerner-resp. gemauerter Schachtbrunnen.
Fig. 11. Schachtbrunnen aus Mauerwerk und Eisen (Nymwegen) (DB. 1883, S. 385).
Fig. 12—12 a. Gewöhnlicher Rohrbrunnen (Tecklenburg, Tiefbohrkunde — Hdl.).
Fig. 13—17. Verschiedene Arten des Einrammens von Rohrbrunnen.
Fig. 18. Wirkungsweise eines artesischen Brunnens.

III. Stauwerke (Wehre).

Fig. 19. Verschiedene Grundrissformen von Wehren.

Feste Wehre.

a) Hölzerne Wehre.

Fig. 20. Grundwehr, bestehend aus einer einfachen Pfahlwand (Ch. — Hg.).
Fig. 21—23. Wehre mit zwei oder drei Pfahlreihen und dazwischen gelegten runden Holzstämmen oder gezimmerten Balken (Ch. — Sch.).
Fig. 24—25. Kleinere Wehre aus verholmten Pfahlreihen und vorgelegten Spund- bezw. Bohlwänden (Ch. — Sch.).
Fig. 26. Kleineres Wehr bestehend aus einer gewöhnl. Spundwand mit Leitpfählen und Zwingen (Ch. — Sch.).
Fig. 27. Blockwandwehr auf Felsboden (Hg. — Sch.).
Fig. 28—30. Kleinere einwandige Überfallwehre mit hölzernem Sturzboden (Hdl.).
Fig. 31. Grösseres dreiwandiges Überfallwehr aus Holz und Erdmaterial (Hg. — Ch. — Sch. — Hdl.).
Fig. 32—35. (Siehe weiter unten).
Fig. 36 Doppelwandiges Wehr mit senkrechtem Abfall und Steinpackung (Sch.).

Taf. II, Fig. 37. Stufenwehr gleicher Art wie das vorige (Hg. — Sch.).
Fig. 38. Einfaches Steinkistenwehr aus Rundholz (Sch.).
Fig. 39. Steinkistenwehr aus gezimmerten Balken über den Schuylkillfluss bei Plymouth (NA. 1889, S. 30).
Fig. 40. Älteres Steinkistenwehr über den Schuylkill bei Fair Mount (Ch. — Hg. — Hdl.).

b) Wehre aus losem Steinmaterial.

Fig. 32. Wehr, bestehend aus einer einfachen Steinschüttung.
Fig. 33. » aus Steinschüttung mit Schotterkern, in der Maas (Hdl.).
Fig. 34. » » » » Holzgerippe auf losem Boden (Seine) (GC. 1889 I, S. 5).
Fig. 35. Wehr aus Steinschüttung mit Holzgerippe auf Felsboden (Hdl.).

c) Wehre aus Mauerwerk und aus Beton.

Fig. 41. Gemauertes Wehr mit senkrechtem Abfall auf Felsboden (Winterhafen zu Oppeln) (ZfB. 1888).
Fig. 42. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden im Tarn-Flusse bei Albi (AdP. 1886 II.).
Fig. 43. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden gegründet auf Pfahlrost (Ch. — Sch.).
Taf. III, Fig. 1. Wehr aus Ziegelmauerwerk mit Quaderbekleidung, und gekrümmtem, aufwärtz gebogenem Abschussboden (Bh. — Frz.).
Fig. 2. Betonwehr mit Quaderwerkleidung über die Dora Baltea (HZ. 1873, Bl. 559 — AB. 1886, Bl. 9).
Fig. 3. Gemauertes Wehr mit Betonfundament über die Elbe in Poděbrad (ÖW. 1882, S. 217).
Fig. 4—4 b. Betonwehr mit senkrechtem Abfall über die Eger bei Karlsbad (ÖW. 1882, S. 179).
Fig. 5—5 a. Ausführung eines gemauerten Wehres zwischen Fangdämmen (Lahnwehr bei Kalkofen) (ZfB. 1881, S. 259 — 1883, S. 397, Bl. 59).
Fig. 6—7. Querschnitte von Wehrwangen (Ch. — Sch. — Hg. — Frz.).

Bewegliche Wehre.

a) Dammbalkenwehre.

Fig. 8. Prinzipielle Anordnung eines Dammbalken — oder Einlegbalkenwehres.
Fig. 9—9 b. Setzbohlen-Stauschleuse bei den Bewässerungsanlagen der Borker-Heide (ZfB. 1856).
Fig. 10—10 a. Aufhängevorrichtungen bei den Einlegbalken (Ch. — Bck. — Hg. — Hdl.).

b) Schützenwehre.

Fig. 13—14. Kleinere Schützenwehre (Stauschleusen) (Frdr.).
Fig. 15—15 a. Grösseres Schützenwehr (Stauschleuse bei den Bewässerungsanlagen der Borker-Heide (ZfB. 1856, Bl. 8 & 9).

Taf. III, Fig. 16—18. Verschiedene Arten des Aufziehens kleinerer Schützen mittels Hebel (Ch. — Frdr. — Pr. — Bck.).

Fig. 19—19 a. Sperrvorrichtung bei den Aufzugswellen der Schützen (AB. 1852, Bl. 495).

Fig. 20—20 a. Hölzerne Aufzugswelle (Pr.).

Fig. 21—21 b. Schleusenwehr über den Oosbach in Baden (AB. 1853, Bl. 550).

Fig. 22—22 b. Schützenwehr mit gemauerten Griespfeilern (Frdr.).

Fig. 23—23 a. Gewöhnliches Zahnstangengetriebe mit Zahnradvorgelege (Ch. — Pr.).

Fig. 24. Schütze mit zwei Zahnstangen (Stauschleuse im Itzfluss bei Baunach) (Frdr.).

Fig. 25—25 a. Einfache Schützenaufzug-Vorrichtung für Anwendung von Hebel (IFF. 1887, Bl. 13).

Fig. 26. Aufzugsvorrichtung mit Zahnstange und Schnecke (IFF. 1887).

Fig. 27. » » Schraubenspindel und Mutter (Sch. — Engg. Nws. 1896 I, S. 84).

Fig. 28—30 b. Schützenwehr mit Losständer im fürstl. Park zu Pless (ZfB. 1888).

Fig. 31—31 a. » » eisernen Schützen » » » » (ZfB. 1888).

Fig. 32—32 b. » » Schützen aus Wellblech und Griesständern aus Gusseisen (Frdr.).

Fig. 33—33 b. Rollvorrichtung bei den Schützen Fig. 31 (ZfB. 1888).

Fig. 34. » für Schützen (AB. 1856—57, Bl. LXXIX).

Fig. 35—37 a. » » » (CBl. 1885, S. 8, 227, 228 — HZ. 1885, S. 105).

Taf. IV, Fig. 1. Zweitheilige Schütze mit gemeinsamem Aufzug (Pr.)

Fig. 2. » » » besonderem Kettenaufzug für jeden Theil (AB. 1867).

Fig. 3. » » » Ketten- und Zahnstangenaufzug (Ch. — Bck.).

Fig. 4. » » » gemeinsamem » (Ch.).

c) Selbstöffnende Dammbalken- und Setzbohlenwehre.

Fig. 5—6. Vorrichtungen behufs gleichzeitiger Beseitigung sämmtlicher Einlegbalken (Ch. — Hdl.).

Fig. 7—8. Selbstöffnende Setzbohlenwehre (ÖW. 1884, S. 181).

Fig. 9—9 b. Dammbalkenwehr von Girardon (ZfB, 1879, Bl. N. — AB. 1884, Bl. 48).

d) Nadelwehre.

Fig. 10—10 a. Nadelwehr mit festen hölzernen Jochen am Firing-Wasserfall in Norwegen (NTT. 1884).

Fig. 11—11 a. Nadelwehr mit festen eisernen Jochen am Firing-Wasserfall in Norwegen (NTT. 1884).

Fig. 12. Nadelwehr mit beweglichen Böcken nach Syst. Poirée am Firing-Wasserfall in Norwegen (NTT. 1884).

Fig. 13—13 f. Nadelwehr über die Mosel bei Vaux (AB. 1884, Bl. 48 — ZfB. 1874, Textbl. D, Bl 42 — NA. 1883).

Taf. IV, Fig. 14—14 d. Nadelwehr über die Saar bei Ensdorf (HZ. 1887, Bl. 13).
Fig. 15. Kombinirtes festes- und Nadelwehr über die Maas bei Seraing (ÖW. 1879, S. 158 — DB. 1869, S. 532).
Fig. 16. Grösseres Nadelwehr mit fahrbarer Winde und Krahn zum Aufziehen der Nadeln (Seine, Port-à-l'Anglais) (ZdI. 1882 Taf. XXX — HdI.).

e) Mehrtheilige Schützenwehre mit Losständern.

Fig. 17. Wehr mit Einlegbohlen und Poirée'schen Böcken im Moskwa-Fluss (ZdI. 1882, Taf. XXXI).
Fig. 18—19. Wehr mit Einlegbohlen und beweglichen Böcken von Janicki (AB. 1884, Bl. 48).
Fig. 20—20 a. Wehr mit grösseren hölzernen Einlegtafeln nach Syst. Boulé, in der Seine bei Port-à-l'Anglais (ZdI. 1882 Taf. XXXI).
Fig. 21—21 c. Wehr mit hängenden Losständern und eisernen Einlegtafeln über die Elbe bei Pretzien (CBl. 1884, S. 514 — Frz.).
Taf. V, Fig. 1—3 a. Rollladen-Wehr von Caméré mit Poirée'schen Böcken, in der Seine bei Suresnes (AdP. 1889 II, Pl. 38—41).
Fig. 4—5. Rollladen-Wehr von Caméré & Lagréné mit hängenden Losständern, in der Seine bei Poses (ZdI. 1882, Taf. XXXI — AB. 1886, Bl. 65).

f) Klappenwehre.

Fig. 6—7. Klappenwehr von Thénard (Hg. — Ch. — ZdI. 1882, S. 514 — AB. 1884, Bl. 47).
Fig. 8. Segmentwehr (Frz. — ZfB. 1864).
Fig. 9. Selbstthätiges Jalousie-Klappenwehr (ZfB. 1852, S. 395 — Frz.).
Fig. 10—10 a. » Klappenwehr von Brunner (DB. 1890, S. 561).
Fig. 11. » » » Oppermann (NA. 1875 — AB. 1884).
Fig. 12. » » gleicher Art wie das vorige, angewendet in England (AB. 1884).
Fig. 13. Selbstthätiges Klappenwehr von Doell (CBl. 1887, S. 453 — CBl. 1889, S. 440).
Fig. 14. Selbstthätiges Klappenwehr von Dankwerts (CBl. 1887. S. 56).
Fig. 15—15 a. Doppelklappenwehr von J. White, stellbar durch Wasserdruck (Hg. — Ch. — Frz. — HdI.).
Fig. 16. Doppelklappenwehr von Carro (CBl. 1888, S. 230).
Fig. 17. Selbstthätiges Klappenwehr mit fester Drehungsachse über dem Boden (Frz. — Ch. — Hg. — HdI.).
Fig. 18. Selbstthätiges Klappenwehr von Krantz (TfB. 1870 — HdI.).
Fig. 19. Selbstthätiges Klappenwehr von Chanoine (ZfB. 1865 — CI. 1866 — Hg. — Ch. — Bck. — Frz. — HdI.).
Fig. 20. Selbstthätiges Klappenwehr von Chanoine mit Laufbrücke auf Poirée'schen Böcken, über die Saône bei La Mulatière (Lyon) (AB. 1884).
Fig. 21. Selbstthätiges Klappenwehr von Greve (CBl. 1883, S. 339).

Taf. V, Fig. 22. Selbstthätiges Klappenwehr mit nach dem Oberwasser zu verankerter Drehungsachse (AB. 1884).

Fig. 23. Selbstthätiges Klappenwehr gleicher Art wie das vorige, von Carro (CBl. 1890, S. 212).

Fig. 24. Klappenwehr mit hydraulischer Presse, von Greve (CBl. 1883, S. 339).

Fig. 25—25 b. Trommelwehr von Desfontaines (AB. 1857, Bl. 159 — Cl. 1869 — TfB. 1870 — AB. 1884).

Fig. 26—26 d. Trommelwehr am Mühlgraben zu Oppeln (ZfB. 1888, Bl. 51—52).

Fig. 27—27 a. » wobei die Kammern an beiden Enden mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung stehen (Cl. 1869 — TfB. 1870 — Frz.).

Fig. 28—20 a. Trommelwehr am Mainkanal bei Schweinfurt (ÖW. 1882, S. 120).

IV. Wasserversorgungsanlagen.

Anlagen zur Gewinnung von Wasser.

a) Wasserentnahme aus Quellen und Flüssen.

Fig. 20—29 b. Anlagen für die Wasserversorgung des Bahnhofs Willmenrod (Fig. 29 a Quellenfassung, Fig. 29 b Sammelbrunnen) (CBl. 1887, S. 327).

Fig. 30. Sammelstollen der Wasserleitung von Baden-Baden (DB. 1878, S. 43).

Fig. 31. Sammelkanal für Quellenwasser (Bh. — DB. 1889, S. 169).

Fig. 32—32 a. Entnahme von Tagewasser in eine hölzerne Rohrleitung (Hg. — Ch. — Sch.).

Fig. 33. Wasserentnahme in eine eiserne Rohrleitung mit Seiher.

Fig. 34. Wasserentnahme aus einem Fluss in eine eiserne Rohrleitung mit Seiher geschützt durch eine gemauerte Kammer (Hdl.).

Taf. VI, Fig. 1. Wasserentnahme aus einem Fluss mittels eines s. g. Delphins (Hg. — Ch. — Hdl.).

Fig. 2. Fassungsconus im Rheinstrom für die Wasserleitung von Worms (Cl. 1888).

Fig. 3. Wasserentnahme aus der Rhone mittels Filter-Galleri (Wasserversorgung von Lyon) (HZ. 1866, S. 26).

Fig. 4—5. Wasserentnahme aus Flüssen mittels offener Kanäle (Werkskanäle, Bewässerungskanäle, etc.) (ZfB. 1869, S. 289 — CBl. 1882, S. 123).

b) Wasserentnahme aus Sammelteichen und Stauweihern (Reservoiren). Thalsperren.

Fig. 6. Sammelteich mit Ablassschleuse (Frdr.).

Fig. 7. Lageplan des Liez- und Mouche-Reservoirs zur Speisung des Marne-Saône-Kanals (ZfB. 1882, Bl. 45).

Fig. 8. Lageplan des Staudammes am Liez-Reservoir (ZfB. 1882, Bl. 45).

Fig. 9—9 a. Längenansicht und Querschnitt des Staudammes am Liez-Reservoir (ZfB. 1882, Bl. 46).

Taf. VI, Fig. 9 b—9 c. Längenschnitt und Ansicht des Speise-Ablasses am Liez-Reservoir (ZfB. 1882, Bl. 46).

Fig. 9 d. Längenschnitt des Grundablasses am Liez-Reservoir (ZfB. 1882, Bl. 46).

Fig. 9 e. » » Überlaufes » » » » » » »

Fig. 10—12 a. Staudamm am Torcy-Reservoir (Speisung des »Canal du Centre») (Ch. — Bck.).

Fig. 13. Staudamm am Torcy-Neuf — Reservoir (ÖW. 1889, S. 376 — CBl. 1891, S. 14 — GC. 1895 II, S. 89—91).

Fig. 14. Gründung des Staudammes von Muley Aagoun (ÖZ. 1889, S. 316).

Fig. 15. » und Dichtung des Staudammes am Sammelbecken von Paroy (Rhein-Marne-Kanal) (HZ. 1886, Bl. 23).

Fig. 16—16 a. Sperrdamm mit Lehmkern und Ablass-Vorrichtung von Telford, am Speisebassin des Birmingham-Warwick — Kanals (Hg. — Ch. — Bck.).

Fig. 17. Englischer Staudamm mit Heber-Ablass (Hg. — Ch.).

Fig. 18—18 b. Staudamm mit Betondichtung und Drainirung (Res. d'Oredon) (AdP. 1887 II, Pl. 34 — ZfB. 1895, Ergänz. Heft, Betonkern).

Fig. 19. Staudamm aus Steinkisten (Crib-work) am »Bowman-Reservoir» in Californien (ÖZ. 1885).

Fig. 20. Staudamm aus Steinkisten (*c*), Steinschüttung (*b*) und Trockenmauerwerk (*a*), am »English Damm» in Californien (ÖZ. 1885 — GC. 1895 II).

Fig. 21. Staudamm aus Trockenmauerwerk und Steinschüttungskern in Californien (ÖZ. 1885).

Fig. 22. Querschnitt der Reservoirmauer von Sonzier bei Montreux (zerstört im Jahre 1888) (ZdI. 1889, S. 2).

Fig. 23—23 c. Querschnitt der Reservoirmauer von Gros-Bois (HZ. 1867, Bl. 378 — ÖZ. 1889, Bl. M — AdP. 1887, I, Pl. 25).

Fig. 24—27. Querschnitte der Reservoirmauern von Puentes (Span.), Gileppe, Habra (Algier) und St. Etienne-Furens (ÖW. 1881, S. 185 — DB. 1875, S. 252 — ZdI. 1879, Taf. I, II — ÖZ. 1893, S. 81).

Fig. 28—28 a. Querschnitt und Längenschnitt der Reservoirmauer von Vyrnwy (Wasserversorgung von Liverpool) (ÖW. 1889, S. 43 — NTT. 1889, S, 118 — Engg. 1886, I, S. 27 — vergl. Eng. 1888, I, S. 75 — NA. 1889, S. 31 — CBl. 1893, S. 103).

Fig. 29. Kombinirte Thalsperre aus Erdreich und Mauerwerk bei den Stauweihern in den Vogesen (ZfB. 1889, Bl. 32).

Fig. 30—30 d. Reservoirmauer mit Schieber-Ablass (Wasserversorgung von Cagliari) (NA. 1875, Pl. 31—32).

Taf. VII, Fig. 1—1 b. Doppelter Schützen-Ablass bei der Reservoirmauer von Bouzey (zerstört 1895) (ÖZ. 1889 Bl. M. — ÖM, 1895, Taf. 18).

Fig. 2—2 a. Doppelter Schieber-Ablass bei der Reservoirmauer von Hanuz (ÖZ. 1889, Bl. M.).

c) Beschaffung von Grundwasser für Wasserleitungen.

Taf. VII, Fig. 3. Sammelrohre und Sammelbrunnen für die Wasserleitung von Halle (HdI.).
Fig. 4. Brunnen mit Saugrohr des Kieler Wasserwerkes (HdI. — ZfB. 1893, S. 371 — ZdI. 1893, S. 579).
Fig. 5—5 a. Rohrbrunnen-Anlage für die Wasserversorgung von Brooklyn (CBl. 1888, S. 289 — Sc. Am. 1887 I, S. 95).

Wasserleitungen.

a) Offene Gerinne.

Fig. 6—7. Speise-Gerinne des Rhein-Marne-Kanals (HZ. 1886, Bl. 23).
Fig. 8—11. Querprofile des Chalon-Condé-Kanals (HdI.).
Fig. 12. Hölzernes in die Erde versenktes, oder über derselben laufendes Gerinne (Engg. Nws. 1899, I, S. 84).
Fig. 13—14. Gerinne mit gemauerten Seitenwänden und natürlichem oder gepflastertem Boden (Frdr.).
Fig. 15—16. Gemauerte Speisegerinne des Rhein-Marne-Kanals (HZ. 1886, Bl. 23).
Fig. 17. Querprofil des Verdon-Bewässerungskanals (ZfB. 1869, S. 74 — HdI.).

b) Unterirdische Leitungen.

Fig. 18. Rechteckiges Wasserleitungsprofil aus Ziegelmauerwerk, überdeckt mit Steinplatten (Breslau) (HdI.).
Fig. 19. Rechteckiges Wasserleitungsprofil aus Bruchsteinmauerwerk, überdeckt mit Steinplatten (Wiener Hochquellen-Wasserleitung) (Mh. — HdI.).
Fig. 20. Rechteckiges Wasserleitungsprofil aus Beton, überdeckt mit Steinplatten (Breslau) (HdI.).
Fig. 21. Ovales Wasserleitungsprofil aus Ziegelmauerwerk mit halbkreisförmigem Boden- und Deckengewölbe (Breslau) (HdI).
Fig. 22. Eiförmiges Wasserleitungsprofil aus Zeigelmauerwerk, (Lille, Paris) (AB. 1867).
Fig. 23—23 a. Querprofile der Wiener Hochquellen-Wasserleitung in lockerem Erdboden, aus Ziegel- und Bruchstein-Mauerwerk, mit gewölbter Decke (Mh. — TF.).
Fig. 24—25. Querprofile der Wiener Hochquellen-Wasserleitung in lockerem und in festem Felsboden (Mh. — TF. — ÖZ. 1894, Taf. X).
Fig. 24. Querprofil einer Wasserleitung von Paris (HdI. — ÖM. 1895, Taf. 13).
Fig. 27. » der Wasserleitung von Breslau (HdI.).
Fig. 28—29. Hölzerne Rohrleitungen (Hg. — Ch. — Sch.)
Fig. 30. Wasserleitung aus Thon- oder Steingutröhren (CBl. 1889, S. 112).

Taf. VII, Fig. 31—33. Gewöhnliche Muffenverbindungen bei gusseisernen Rohrleitungen (ÖZ. 1878, S. 62 — Mh. — Htt.).

Fig. 34. Muffenverbindung mit Gummiring, nach Fosters Patent (angewendet in Newcastle) (NTT. 1889, Pl. VI).

Fig. 35. Sphärische Muffe bei der Wiener Hochquellen Wasserleitung (TF.).

Fig. 36—36 b. Sphärische Muffe von Badois (Mm. 1885 II — AdP. 1886 II — ZfB. 1895, Ergänz. Heft, Bl. XX — IFF. 1876 Pl. I).

Fig. 37—37 a. Verlegen von Rohrleitungen (HZ. 1869, S. 75).

Fig. 38 Geschweisste Rohre mit angewalzter Muffe (von Schulz & Knaudt in Essen).

Fig. 39—39 a. Gewöhnliches Flantschenrohr für Leitungen mit höherem Wasserdruck.

Fig. 40. Muffenverbindung der Druckwasser-Leitung im Hafen von Antwerpen (ÖZ. 1887).

Fig. 41—45. Deutsche Normal-Formstücke für gusseiserne Rohrleitungen (Htt.).

Fig. 46—46 a. Absperrschieber (Wasserleitg. von Magdeburg) (ZfB. 1860 Bl. 27 — IFF. 1876 Pl. 4 — Mh.).

Fig. 47—47 a. Strassenhydrant mit Detailanordnung des Absperrventils (Magdeburg) (ZfB. 1860, Bl. 27).

Fig. 48. Lufthahn für Rohrleitungen (Ch. — Mh.).

Fig. 49. » » » (Donetz-sche Steinkohlenbahn).

Fig. 50. Wassermesser, Patent Meinecke.

c) Aquaducte, Durchlässe, etc.

Fig. 51—51 a. Hölzerner Aquaduct (Wasserriese für den Transport von Holz an der Ranbern Elv in Norwegen) (NTT. 1885 Pl. III — ÖW. 1876, S. 282 — ÖZ. 1885, S. 35 — Engg. Nws. 1896, Feb. 13).

Fig. 32—52 a. Hölzerner Aquaduct mit Fachwerksträgern, über den Bougen in Norwegen (HZ. 1870, S. 418).

Fig. 53. Hölzerner Aquaduct mit isolirter Wasserrinne (Hdl. Brückenb. — TT. 1896, Pl. 13 — Tkn. 1896, Pl. 105).

Fig. 54—54 a. Eiserner Aquaduct mit massiven I Trägern (Bewässerungsanlagen bei Frensdorf) (Frdr. — HZ. 1892, Bl. 5).

Fig. 55—55 a. Eiserner Aquaduct mit Fachwerksträgern (Rž.).

Fig. 56. Dichtung eiserner Aquaducte gegen die Widerlager (Hdl. Brückenb. — ÖZ. 1897, Taf. XXVII).

Fig. 57—57 a. Gemauerter Aquaduct der Wiener Hochquellen-Wasserleitung bei Baden (Mh. — TF. — ÖZ. 1894, Taf. X).

Fig. 58—58 a. Gemauerter Aquaduct von Roquefavour (ZfB. 1869, S. 286).

Fig. 59—59 a. » » mit eisernen Rohrleitungen über die Seine bei Paris (Vanne-Wasserleitung) (Rž. — NA. 1873, Pl. 3-4 — ÖM. 1895, Taf. 13).

Fig. 60. Düker (Siphon) des Kanals von Carpentras unter dem Bregoux-Flusse (ZfB. 1869, Bl. L.).

Taf. VII, Fig. 61. Düker (Siphon) des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Ober-Italien) unter dem Sesia-Fluss (AB. 1886 Bl. 6 — CBl. 1889, S. 441 — HZ. 1892 Bl. 5).

Fig. 62. Röhrensiphon des Verdon-Kanals bei Übersetzung eines Thales (HdI.).

Taf. VIII, Fig. 1—1 a. Eiserner Wasserleitungsstollen unter dem WienerNeustädter-Kanal (TF. — Mh.).

Fig. 2—2 a. Gewölbter Wasserleitungsstollen unter dem Drac-Fluss (ÖW. 1887, S. 217 — ähnlich ÖW. 1889, S. 351 — CBl. 1884, S. 58 — Mh. Taf. XXVI).

Filteranlagen.

a) Natürliche Filter.

Fig. 3—3 a. Filterkanäle (I, II, III) und Brunnen (B) der Wasserversorgung von Toulouse (Kkw. Bl. 25 — Crelle's Journ. 1842 — HdI.).

Fig. 4—4 a. Filterkanäle der Wasserversorgung von Königsberg (DB. 1874, S. 271).

Fig. 5. » » Kaiser Ferdinands-Wasserleitung in Wien (TF.).

Fig. 6. Filterkanäle von Pforzheim (Samml. v. Zeichn. d. Techn. Hochsch. von Karlsruhe).

b) Künstliche Filter.

Fig. 7. Filter der Stations-Wasserleitungen der Uleåborgsbahn in Finnland.

Fig. 8. » » Station Aulendorf der Württemberg. Staatsbahn (AB. 1873 Bl. 68).

Fig. 9—9 a. Überwölbte Filter nebst Reinwasserbehälter der Wasserversorgungsanlage von Iglau (ÖZ. 1888 — CBl. 1890, S. 316).

Fig. 10—10 a. Offene Filteranlage mit Reinwasserbrunnen (Carlstadt-Fiumè-Bahn) (ÖZ. 1886, Taf. XII).

Fig. 11—11 d. Filteranlage mit Reinwasserbrunnen (B) der Wasserversorgung von Leyden (HZ. 1879 Bl. 790 — GC. 1888 II Pl. XXVI).

Fig. 12—12 a. Offene Filteranlage mit gewölbtem Vorrathsreservoir für die Station Škrad (Carlstadt-Fiume-Bahn) (ÖZ. 1886, Taf. XII).

Fig. 13—13 b. Ablagerungsbehälter (A) nebst Filtern (B) und Vorrathsreservoir der ursprunglichen Wasserversorgungsanlage von Hamburg (Kkw. — HdI.).

Fig. 14—14 a. Filteranlage des neuen Wasserwerkes von Amsterdam (CBl. 1888 S. 148).

Fig. 15—17. Filter von Berlin, London und Liverpool (Kkw.).

Fig. 18. Kombinirter Filter- und Vorrathsreservoir in Marseille (Kkw.).

c) Hochreservoire (Hochbehälter).

Fig. 19. Schematische Darstellung des Hochreservoirs von Helsingfors (ÖZ. 1893, Taf. III).

Taf. VIII, Fig. 20. Mehrstöckiges gemauertes Hochreservoir am Montmartre in Paris (NA. 1890, S. 18, Pl. 6-7 — AdP. 1895, I, Pl. 19 — AB. 1862 Bl. 494 — 1867, S. 12).

Fig. 21. Wasserthurm (Bh. — HZ. 1879, Bl. 772).

Fig. 22. Wasserthurm der Maschinenstation Hagenkamp (Hannover) (ZfB. 1889 Bl. 69 — Mm. 1885 I, S. 672).

Fig. 23. Wasserthurm von Chaillot (HZ. 1866, S. 27 — AB. 1862 Bl. 497).

Fig. 24. » in Bremerhaven (mit Behälter von 600 cbm Inhalt, nach Intze's Patent) (ZdI. 1886, S. 28).

Fig. 25. Hochbehälter auf einem Fabriksschornstein in Dresden (75 cbm Inhalt).

Fig. 26. Wasserthurm in Lübeck (DB. 1868, S. 252).

V. Entwässerung der Städte.

Rinnsteine.

Fig. 27, 28. Querprofile gewöhnlicher Rinnsteine.

Fig. 29. Gedeckter Rinnstein (HdI.)

Abzugskanäle (Kloakkanäle).

a) Kanalprofile etc.

Fig. 30—30 a. Querschnitt einer Strasse mit Abzugskanal und dessen Verbindung mit den Rinnsteinen und Hauskanälen (HdI.).

Fig. 31. Hölzerner Abzugskanal.

Fig. 32—32 a. Gewöhnliche Anordnung von Abzugskanälen aus Thonröhren (Db.).

Fig. 33—33 a. Gründung von Thonrohrkanälen bei schlechtem Boden (HdI.).

Fig. 34—38. Dichtung der Flantschenverbindungen bei Thonröhrkanälen (HdI. — AdP. 1886 I, S. 568 — Engg. 1889 I, S. 44).

Fig. 39—41 a. Abzugskanäle aus Cementröhren (Glasgow, Kopenhagen) (NTT. 1889, Pl. VI — 1891, Pl. XII).

Fig. 42. Abzugskanäle aus Steinplatten (HdI.).

Fig. 43. Wiener Hauskanal aus Hohl- und Flachziegeln (ÖZ. 1877).

Fig. 44. Hamburger Abzugskanal mit eiförmigem Profil aus Ziegelmauerwerk (HZ. 1863).

Fig. 45. Älterer Pariser Sammelkanal, mit eiförmigem Profil (HZ. 1863).

Fig. 46. Berliner Abzugskanal » » » (CBl. 1885 — AdP. 1886, I, Pl. 13 — TFF. 1896).

Fig. 47. Berliner Sammelkanal mit eiförmigem Profil (CBl. 1885 — AdP. 1886, I, Pl. 13 — TFF. 1896).

Fig. 48. Konstruktion des eiförmigen Kanalprofils (CBl. 1885, S. 10 — AdP. 1886, I).

Fig. 49—50. Hamburger Kanalprofile (HZ. 1863, Bl. 268, 269 — Hambg. und seine Bauten, S. 513).

Taf. VIII, Fig. 51. Älteres Wiener Kanalprofil (HZ. 1863, Bl. 268, 269).
Fig. 52. Kreisförmiges Kanalprofil (Stuttgart) (Db.).
Fig. 53. » » mit Hintermauerung (Berlin) (Hbr. — AdP. 1886, I, Pl. 13).

Taf. IX, Fig. 1—2. Berliner Sammelkanäle mit segmentförmigem Profil (Hbr. — AdP. 1886, I, Pl. 13 — CBl. 1885 — TFF. 1896).
Fig. 3—4 a. Sammelkanäle in Bremen, mit gedrückten Profilen (DB. 1885, S. 529).
Fig. 5—6. Wiener Sammelkanäle mit gedrückten Profilen (HZ. 1863).
Fig. 7—8. Sammelkanäle mit gedrückten Profilen in Triest (ÖZ. 1879 — AB. 1884 Bl. 28 — Mm. 1885, I. Pl. 98).
Fig. 9—10. Profile der Haupt-Sammelkanäle in Paris (Bruchstein-Mauerwerk) (HZ. 1863, Bl. 273 — ÖM. 1896 — TFF. 1896).
Fig. 11—13 a. Kanäle aus Ziegelmauerwerk und Sohlstücken aus Steinmaterial, gegründet auf liegendem Rost und auf Beton (Berlin) (HdI. — Hbr. — CBl. 1885 — GC. 1888, I, S. 267 — Engg. Nws. 1896, S. 103).
Fig. 14—16. Kanäle mit Sohlstücken aus gebranntem Thon (Glasgow, Stuttgart) NTT. 1889, Pl. VI — Db. — ÖZ. 1877, Bl. 11).
Fig. 17. Sohle neuerer, eiförmiger Abzugskanäle in Paris (ÖM. 1896 — TFF. 1896 — Db.).
Fig. 18—18 a. Sohlstücke aus Gusseisen (ältere Konstr. London) (HZ. 1864, S. 346).
Fig. 19—20. Kanäle aus Stampfbeton mit Sohlstücken aus Cement (Kopenhagen) NTT. 1891 Pl. XII).
Fig. 21—23. Sammelkanäle aus Stampfbeton (Stuttgart, Königsberg) (Db. — ZfB. 1890, Bl. 11).
Fig. 24. Sammelkanal aus Stampfbeton, mit Deckengewölbe aus Ziegelmauerwerk) (Adelaïde, Austral.) (Eng. 1882 II, S. 392).
Fig. 25—25 a. Anschluss gemauerter Seitenkanäle (Warschau) (AdP. 1888, II, Pl. 15).
Fig. 26. Anschluss seitlicher Leitungen bei Thonrohrkanälen (Db.).

b) Strasseneinläufe, Sinkkästen (Schlammgruben).

Fig. 27—29 b. Unmittelbare offene Einläufe (London, Wien, Paris) (HZ. 1863, S. 326, Bl. 268, 269 — AB. 1846—47. Bl. 57 — NTT. 1885, Bl. I — IFF. 1866 Pl. 10, 1867, Pl. 8 — ÖM. 1896 — TFF. 1896).
Fig. 30—30 a. Unmittelbarer Einlauf mit Klappenverschluss am unteren Ende (Linz) (ÖW. 1876, S. 332 — AB. 1863, Bl. 545).
Fig. 31. Unmittelbarer Einlauf mit Klappenverschluss am oberen Ende (Lüneburg) (HZ. 1863, S. 325 — IFF. 1867, Pl. 8).
Fig. 32. Gusseiserner Einlauf mit Wasserschloss (Siphon) in Brüssel u. Dordrecht (HZ. 1877, Bl. 691 — DB. 1878, S. 505).
Fig. 33—35. Gemauerte Sinkkästen mit Siphon (London etc.) (HZ. 1863, S. 327, Bl. 270 — IFF. 1880, Pl. 18).
Fig. 36. Gemauerter Sinkkasten mit Scheidewand (Witten) (ZfB. 1873, Bl. 22).
Fig. 37. » » » Siphon und Schlammeimer (Stuttgart etc.) (Db.).

Taf. IX, Fig. 38—39. Sinkkästen aus Thonröhren mit Siphon (Danzig, London) (DB. 1878 S. 505 — HZ. 1863, S. 327 — HdI.).

Fig. 40. Sinkkästen aus Thonröhren mit Siphon und Schlammeimer (Düsseldorf, Frankfurt, Warschau) (DB. 1878, S. 505 — IFF. 1880, Bl. 17 — AdP. 1888, II, Pl. 15).

Fig. 41—42. Sinkkästen aus Thonröhren mit Siphon (Brüssel, Karlsruhe) (DB. 1878, S. 505).

c) Spülvorrichtungen.

Fig. 43. Schacht mit einfacher Spülklappe (HdI.).

Fig. 44—44 a. Spülkammer mit Spülklappe und Überlaufsrohr (u) nebst Ventilationsschacht (Stuttgart) (Db.).

Fig. 45—45 a. Spülthür (AB. 1846—47, Bl. 73 – ZfB. 1873, Bl. 22).

Fig. 46—46 a. » (Frankfurt, Stuttgart) (IFF. 1880 Pl. 18 — Db.).

Fig. 47. Spülschütze mit Zahnstange und Schnecke (AB. 1846—47, Bl. 73 — HZ. 1863, Bl. 268 — IFF. 1880, Pl. 18 — Db.).

Fig. 48. Selbstthätiges Spülgefäss (HdI.).

Fig. 49—59 a. Selbstthätiger Spülapparat von Frühling (Königsberg) (ZfB. 1890 Bl. 12).

Fig. 50. Selbstthätiger Heber-Spülapparat (Siphon) von Waring (Rom, Memphis, Paris, etc.) (CBl. 1884, S. 332, 521 — ÖW. 1881, S. 172 — NA. 1884 Pl. 26 — ÖM. 1896 — TFF. 1896).

Fig. 51. Selbstthätiger Heber-Spülapparat (Siphon) von Rothe (CBl. 1890, S. 51).

Fig. 52. Spülwagen von Cazenave (Brüssel, Paris) (HZ. 1877 S. 690 — CBl. 1890, S. 51 — ÖM. 1896 — TFF. 1896).

d) Einsteigeschächte, Ventilationsschächte, etc.

Fig. 53. Einsteigeschacht bei kleineren Kanälen (Budapest) (AdP. 1888, II).

Fig. 54. » » grösseren » (Berlin) (Hbr. — AdP. 1886, II, Pl. 14).

Fig. 55. Ventilationsschacht (Stuttgart) (Db.).

Fig. 56. Schlammkasten mit Siphon bei einer Hausleitung (Kunstgewerbeschule in Wien) (AB. 1881, Bl. 36).

Fig. 57—57 b. Anordnung der Hausleitungen bei Anwendung des Schwemmsystems in St. Denis (Mm. 1885, I, S. 677 — ÖM. 1896 — TFF. 1896).

Taf. X, Fig. 1—3. Verschiedene Kanalisationssysteme (CBl. 1885, S. 1 — HZ. 1863, S. 304 — 1886, S. 631 — AdP. 1886, I — ÖM. 1896 — TFF. 1896).

VI. Entwässerung von Ländereien und von Rutschgeländen.

Oberirdische Entwässerungen.

Fig. 1—6 a. Principielle Darstellung von Entwässerungen durch Senkung des Wasserstandes in Flüssen und Seen, durch Schutz mittels Deichen (D), sowie durch Abzugsgräben.

Taf. X, Fig. 7—7 a. Senkung des Lungernsees in der Schweiz (Cant. Bern) mittels Abzugs-Stollen (Bck.).

Fig. 8—8 c. Trockenlegung des Fucino-Sees in Italien (ZfB. 1879 — AB. 1889 — Pr. — Hdl.).

Fig. 9. Entwässerung des Agro Romano (ZfB. 1888, S. 423).

Fig. 10—11. Entwässerungsplan bei Anwendung von Gräben (ZfB. 1889, S. 118, 127).

Unterirdische Entwässerungen, etc.

Fig. 12—15. Rasendrain, Erddrain, Torfziegeldrain & Faschinendrain (Frz. — Pr. — AB. 1853 Bl. 561).

Fig. 16—17. Stangendrains (Frz. — Pr.).

Fig. 18—21. Steindrains (Frz. — Pr. — AB. 1853, Bl. 561).

Fig. 22—23. Drains aus Flachziegeln und Hohlziegeln (Frz. — Pr.)

Fig. 24—24 a. Röhrendrain (Wg.).

Fig. 25. Anschluss eines Steitendrains an den Hauptdrain (Wg. — Frz.).

Fig. 26—29. Ausführung der Röhrendrainagen (Wg. — Frdr.).

Fig. 30—32. Drainmündung mit Gitter gegen Eindringen von Thieren (Frdr. — Pr.).

Fig. 33. Drainbrunnen (Pr.).

Fig. 34. Drainage nach System Rérolle (Pr.).

Fig. 35—38. Geräthe zur Ausführung von Drainagen (Pr.).

Fig. 39. Verlegen von Drainröhren.

Fig. 40. Drainirungsplan (Pr.).

Fig. 41—46. Drainirung von Böschungen mittels Röhrendrains und Steindrains (AB. 1866, Bl. 12 — 1874, S. 12 — CBl. 1887, S. 58, 106 — Hdl. Eisenbahnb.).

Fig. 47. Tiefdrain (Sickerschlitz) (Normalien der öst. Südbahn — AdP. 1888, Pl. 9—10).

Fig. 48—49 c. Entwässerung von Bergabhängen mittels Sickerschlitzen und Stollen bei der Ungar. Ostbahn (AB. 1874 — ZfB. 1885, Bl. 43 — CBl. 1884, S. 429).

Fig. 50—52. Ausführung von Sickerschlitzen (HZ. 1883, Bl. 26 — 1878, S. 59, Bl. 737 — Heyne Erdbau, Wien 1876 — AdP. 1888, II, Pl. 9—10 — 1890, Pl. 27 — ÖW. 1884, S. 45).

Fig. 53—53 c. Entwässerung mittels Brunnen-Drains (Ung. Ostbahn) (AB. 1874 Bl. III).

Fig. 54—54 a. Bergmännische Entwässerung eines Abhangs oberhalb eines Einschnittes der Moselbahn bei Ehrang (HZ. 1883, Bl. 4, Bl. 26 — ZfB. 1885, Bl. 41 — AB. 1875).

Fig. 55—55 c. Bergmännische Entwässerung eines Abhangs bei der Brenner-Bahn (Normal. d. österr. Südb. — Hdl. Eisenb. — E. Winkler Eisenb. Unterbau).

Fig. 56—56 b. Bergmännische Entwässerung des Bodens unter einem Eisenbahndamm (CBl. 1890, S. 61 — AdP. 1890, Bl. 27).

Fig. 59. Entwässerung mittels absorbirender Brunnen (AB. 1853 Bl. 561 — Ch. — Pr.).

Taf. X, Fig. 60. Entwässerung durch Hebung des Bodens (Kolmation) (ÖW. 1883, S. 94 — 1890, N:o 15, 19 — CBl. 1893, S. 528,533).

Bewässerung von Ländereien.

Fig. 61—61 a. Bewässerung durch Einstauung (Pr. — Frz.).
Fig. 62—62 a. » » Überstauung (Pr. — Frz.).
Fig. 63. Hangbau ohne Entwässerungsgräben (Frz. — CBl. 1885, S. 401).
Fig. 64. » mit » (Bewässerungsanlagen in der Rheinpfalz). (ÖW. 1879, S. 182 — NA. 1875, Pl. 21-22 — AB. 1863, S. 258 — Frz.).
Fig. 65. Hangbau mit Entwässerungsgräben und Verwendung des Abzugswassers zur Bewässerung (Frz. — NA. 1875, S. 106).
Taf. XI, Fig. 1—2. Rückenbau bei geneigtem Gelände (Frz. — Pr. — Fr. — ZfB. 1856, Pl. 12 — CBl. 1883, S, 213, 219).
Fig. 3. Rückenbau bei geneigtem Gelände (Bewässerung aus der Saale bei Föhrbau) (Fdr. — ÖM. 1897, S. 144).
Fig. 4—6. Detailanordnung des Rückenbaues (Pr. — Frz.).
Fig. 7—8. » » » (Pr. — Frz. — CBl. 1883, N:o 24, 25).
Fig. 9. Hangbau und Entwässerung mittels Drains (Pr.).
Fig. 10. » » » » » nebst Benutzung des Drainwassers behufs Bewässerung (Fr.).
Fig 11—11 a. Hangbau und Entwässerung mittels Drains, nebst Benutzung des Drainwassers behufs Bewässerung (Petersens Methode) (Frdr. — Pr. — DB. 1884, S, 375).

VII. Kanalbau.

Allgemeine Anordnung & Querprofile der Schifffahrtskanäle.

Fig. 12—12 b. Lagepläne und Längenprofil des Saima-Kanals in Finnland.
Fig. 13. Querprofil des Dortmund-Ems-Kanals (CBl. 1885, S. 181).
Fig. 14—16. Querprofile des Suez-Kanals (CBl. 1886, S. 330).
Fig. 17. Kanalprofil mit Trippelweg (Rhein-Marne-Kanal) (HZ. 1886, Bl. 23 — AB. 1871. Bl. 15 — ÖZ. 1897, Taf. XXVII).
Fig. 18. Querprofil des Saima-Kanals in Finnland (TFF. 1886 — AB. 1889).
Fig. 19. » » Panama-Kanals (CBl. 1886, S. 330),
Fig. 20. » » erweiterten Suez-Kanals (CBl. 1885, S. 4).
Fig. 21. » » Nord-Ostsee-Kanals (DB. 1890, S. 472 — ÖZ. 1891, 1895, S. 330 — Gl. A. 1894, Taf. II).
Fig. 21 a. Querprofil des Oder-Spree-Kanals (CBl. 1888, S. 6).
Fig. 22. Felsen-Querprofil des Saima-Kanals (AB. 1889).
Fig. 23. » » » Manchester-Kanals (Engg. 1887, S. 377).

Uferbefestigung der Kanäle.

Taf. XI, Fig. 24—29 a. Verschiedene Uferbefestigungen bei Kanälen (HZ. 1888, Bl. 37-38 — CBl. 1891, S. 204 — 1895, N:o 22 — ÖW. 1891, S. 229, Taf. 8 — ÖZ. 1893, S. 129 — DB. 1895, S. 121).

Fig. 30. Uferbefestigung des Charlottenburger Schleusen-Kanals (ZfB. 1886, S. 209).

Dichtung der Kanäle.

Fig. 31. Dichtung seitlicher Aufträge mittels Lehmkern (Caledonischer Kan. Schottl. — Saima-Kanal) (AB. 1853 Bl. 666 — 1889 — TFF. 1886).

Fig. 32. Dichtung mit seitlichem Lehmkern und theilweisem Bodenschlag (Saima-Kanal) (AB. 1889 — TFF. 1886).

Fig. 33. Dichtung mit Lehmschlag bei durchlässigem Boden (Saima-Kanal, Rhein-Marne-Kanal) (AB. 1890 — ZfB. 1871, Bl. 17).

Fig. 34. Dichtung mit Lehmschlag bei durchlässigem Boden (Elbing-Oberländischer Kanal) (ZfB. 1885, Bl. 25).

Fig. 35. Dichtung mit Beton (Canal St. Quintin) (Ch. — Hdl.).

Fig. 36. » » Lehmkern und Betonschlag (Caledon. Kanal, Schottl.) (AB. 1854 Bl. 666 — Ch.).

Fig. 37. Stössel zur Stampfung des Lehm- und Betonschlages (CBl. 1884, S. 191).

Fig. 38—38 a. Walze zum Einwalzen des Lehmschlages (CBl. 1884, S. 191).

Nebenanlagen bei Kanälen.

Fig. 39. Überlauf beim Saima-Kanal (AB. 1889).

Fig. 40. » in Form eines Überfallwehres (Sch.).

Fig. 41. » » » » Trichters (Ch. — Hg.).

Fig. 42. Grundablass (Caledon. Kan. Schottl.) (AB. 1854 Bl. 666 — Hdl.).

Fig. 43. » mit Bodenventil (Ch. — Bck.).

Fig. 44. Überlauf & Grundablass (Bh.).

Fig. 45—45 a. Überlauf mit Röhrendurchlass (Seitenkanal der Mosel) (ZfB. 1874, Bl. 56).

Fig. 46. Grösserer gewölbter Durchlass (Ch.).

Fig. 47. Durchlass mit Dammbalken-Ablass (Ch. — Bck).

Fig. 48. » » Grundablass (Marne-Saône-Kan.) (ZfB. 1882, Bl. 50).

Fig. 49—49 a. Vierfacher Röhrendurchlass (Hdl.).

Fig. 50—50 a. Neunfacher Röhrendurchlass (Seitenkanal der Mosel) (ZfB. 1874, Bl. 55).

Taf. XII, Fig. 1. Gewölbter Düker (Siphon) mit Einfallkesseln (Seitenkan. der Mosel, etc.) (ZfB. 1874, Bl. 55 — 1883, Bl. 29).

Fig. 2—2 a. Röhrendüker mit Einfallbrunnen (Oder-Spree-Kanal) (ZfB. 1890, S. 439).

Fig. 3—3 a. Gewölbter Düker mit Überlauf (Marne-Saône-Kan. etc.) (ZfB. 1882 — DB. 1887, S. 261).

Taf. XII, Fig. 4—4 a. Düker mit Schlammkessel, aus Stampfbeton (Kanal Quintino Sella, Ital.) (Eng. 1873 II S. 52).

Fig. 5. Kanalbrücke aus Holz (Sch. — ZfB. 1885 Ergänz. Heft, S. 34).

Fig. 6. Eiserne Kanalbrücke (Dalsland-Kan., Schwed.) (ZfB. 1886, Bl. 16).

Fig. 7. » » (Marne-Saône-Kan.) (ZfB. 1882, Bl. 16).

Fig. 8—8 a. Gemauerte Kanalbrücke (Ch. — ZfB. 1871, Bl. 20).

Fig. 9—10. Kanaltunnel in Felsboden (Rhein-Marne—Kan.) (AB. 1871, Bl. 16 — ÖZ. 1897, Taf. XXVII).

Fig. 11. Kanaltunnel in lockerem Boden (Marne-Saône-Kan.) (ZfB. 1882, Bl. 47).

VIII. Schleusen und Schiffshebewerke.

Gewöhnliche Kammerschleusen.

a) Konstruktion der Wände & Böden, Gründung, etc.

Fig. 12—12 a. Allgemeine Anordnung einer Kammerschleuse.

Fig. 13—13 b. Hölzerne Schleuse auf Pfahlrost & mit Bohlwerkswänden (Hg. — Sch.).

Fig. 14—14 a. » » » » » » (Papenburger Schleuse) (HZ. 1866, Bl. 350).

Fig. 15. Hölzerne Schleuse auf Pfahlrost & mit Bohlwerkswänden (Weichselschleuse bei Neufähr, Plehnendorfer Schleuse) (ZfB. 1862, Bl. 12 — 1888, S. 435).

Fig. 16. Schleuse mit hölzernen Seitenwänden und Thonboden (Schleuse zu Bredereiche) (ZfB. 1885, S. 435).

Fig. 17—17 a. Finnische Schleuse mit Seitenwänden aus Steinkisten (Pielis-Elf-Kanäle, etc.) (AB. 1889).

Fig. 18—18 a. Schleuse mit hölzernem Boden & gemauerten Seitenwänden auf Pfahlrost (Landwehr-Kanal bei Berlin, etc.) (ZfB. 1852, Bl. 75 — 1862, Bl. 13).

Fig. 19. Schleuse mit hölzernem Boden, gemauertem Drempel und gemauerten Seitenwänden auf Pfahlrost (Finow-Kanal, etc.) (ZfB. 1854, Bl. 47 — 1886, Bl. 29).

Fig. 20—20 a. Schleuse mit hölzernem Boden, gemauertem Drempel, gepflastertem Boden in der Kammer und gemauerten Seitenwänden (Schleuse bei Hohensaathen) (ZfB. 1862, Bl. 51).

Fig. 21. Schleuse mit gemauertem Boden und Seitenwänden, auf Pfahlrost (HZ. 1860, Bl. 161).

Fig. 22. Gemauerte Schleuse mit durchgehendem Betonfundament (Schleuse bei Polka, Reg. der Mosel, etc) (ZfB. 1874, Bl. 39 — HZ. 1888 Bl. 24).

Fig. 23. Gemauerte Schleuse mit Betonfundament & Betonfangdämmen (Weserschleuse zu Hameln) (HZ. 1873).

Fig. 24. Gemauerte Schleuse mit Betonfundament & Betonfangdämmen (Spoy-Kanal) (ZfB. 1881 Bl. 58).

Taf. XII, Fig. 25—25 b. Gründung & allgem. Anordnung der Mainschleusen (ZfB. 1888, Bl. 15).

Fig. 26—26 a. Gründung & allgem. Anordnung der Schleuse im Weichselhafen zu Brahemünde (ZfB. 1888, Bl. 35, 36).

Fig. 27—27 a. Schleuse mit Mauerwerksfundament (Canal du Nord sur Paris) (NA. 1883, Pl. 31—32).

Fig. 28. Schleuse mit Mauerwerksfundament (Rhein-Marne-Kanal) (AB. 1871 Bl. 18).

Fig. 29—29 a. Schleuse mit Betonfundament & Seitenwänden mit Verstärkungspfeilern (Kanal Jony-Metz) (ZfB. 1874, Bl. B, Bl. 39).

Fig. 30—30 b. Schwedische Schleusen (Trollhätta-Kanal, Dalsland-Kan., Hjelmarn-Kan.) (ZfB. 1886, Bl. 13, 15 — IFF, 1888, Pl. 18).

Fig. 31—31 b. Gründung von Schleusen auf Felsboden (Saima-Kanal in Finnland — Göta-Kan. in Schwed.) (TFF. 1886 — AB. 1889 — ZfB. 1886 Bl. 14).

Fig. 32. Ältere englische Schleuse mit Boden und Wänden aus Gusseisen, (Ellesmere-Kan.) (Ch. — Sch. — Hdl.).

b) Umläufe.

Fig. 33—34 b. Gewöhnliche Umläufe mit Zugschützen (Sch.)

Fig. 34—34 b. Umläufe mit Ausmündung unter dem Drempel & mit Propfventilen (Hg. — Sch,).

Taf. XIII, Fig. 1—1 e. Umlauf mit Drehschütze (Mainschleusen, Schleuse zu Brahemünde) (ZfB. 1888, Bl. 15, 36).

Fig. 2. Umlauf mit Klappschütze (Oder-Spree-Kan. etc.) (ZfB. 1890, S. 444, Bl. 14, 59).

Fig. 3—3 b. Umlauf mit Cylinderventil (Stadtschleuse zu Bromberg, Oderschl. in Breslau, Schleuse bei Oberlahnstein, etc.) (ZfB. 1880, Bl. 38, 39 — 1886 Bl. 30 — 1889, Bl. 66).

Fig. 4—6. Verschiedene Arten des Anschlusses von Cylinderventilen (ZfB. 1890 S. 54).

Fig. 7 – 8. Cylinderventile bei französischen Kanälen (Canal du Centre, etc.) (AdP. 1886 II, Pl. 31, 33 — 1893, Pl. 14 — NA. 1883, Pl. 31, 32 — ÖZ. 1891, Taf. III — TFF. 1895).

Fig. 9—9 a. Umläufe längs der ganzen Kammer mit mehreren Ausläufen (Schelde-Maas-Kanal) (CBl. 1884, S. 13 — Cl. 1887, S. 109, Taf. III — AdP. 1893, Pl. 17).

Fig. 10—10 a. Schleuse mit Grundläufen am St. Mary Falls—Kanal (CBl. 1886 S. 37).

c) Schleusenthore.

Fig. 11—11 a. Einflügliges hölzernes Thor (Canal St. Denis, etc.) (ZfB. 1894 S. 571 — NA. 1883, Pl. 31—32).

Fig. 12—12 a. Thorflügel mit einfacher Zugschütze (HZ. 1866, Bl. 349 — ZfB. 1867, Bl. 63 — Frz.).

Taf. XIII, Fig. 13—13 a. Thorflügel mit doppelten Zugschützen (Mainschleusen — haben überdies Umläufe) (ZfB. 1888, Bl. 15).

Fig. 14. Querschnitt des Thorflügels von Fig. 12 (HZ. 1866 Bl. 349).

Fig. 15—16. Dichtung der Thorschalung bei der Berliner Stadtschleuse (CBl. 1888 S. 179).

Fig. 17—20. Verankerung der Wendesäule, etc. bei Schleusenthoren (HZ. 1866 Bl. 349 — Frz. — Hdl.).

Fig. 21—24. Zapfen und Pfanne der Wendesäule (ZfB. 1874, Bl. 41 — Frz. — ZfB. 1886, Bl. 30 — HZ. 1865, Bl. 323 — NA. 1875).

Fiä. 25—25 c. Thorflügel mit doppelten durchbrochenen Zugschützen und eisernen Coulissen (Kanalisirung der Mosel) (ZfB. 1874, Bl. 41).

Fig. 26—26 a. Thorflügel mit einfacher Klappschütze (Pinnower Schleuse) (ZfB. 1878 Textbl. M.).

Fig. 27—27 b. Thorflügel mit doppelter Klappschütze (Schleuse bei Hansweerd, Holland) (CBl. 1887, S. 10).

Fig. 28—28 e. Thorflügel mit gusseiserner Wendesäule (Saima-Kan. Finnl.) (TFF. 1886 — AB. 1889).

Fig. 29—29 f. Thorflügel mit gusseiserner Wendesäule und gusseis. Riegeln (Trollhätta-Kan. Schwed.) (ZfB. 1886, Bl. 15).

Taf. XIV, Fig. 1—1 e. Thorflügel aus Walzeisen & einfacher Blechbekleidung, ohne Schütze (Marne-Saône-Kan.) (ZfB. 1882).

Fig. 2—2 c. Details der eisernen Thore mit durchbrochenen Schützen bei der Schleuse bei Oberlahnstein (ZfB. 1886, Bl. 64).

Fig. 3—3 a. Gebogener eiserner Thorflügel mit einfacher Blechbekleidung (Hdl.).

Fig. 4. » » » » » » und Fachwerksriegeln (Weserschleuse zu Hameln) (HZ. 1873, S. 374, Bl. 572).

Fig. 5. Gebogener eiserner Thorflügel mit Wellblechbekleidung (ZfB. 1890 Bl. 58).

Fig. 6. » » » » doppelter Blechbekleidung & holzbelegter Wendesäule (Englische Schleusen) (HZ. 1888, Bl. 23).

Fig. 7—7 e. Gebogener eiserner Thorflügel mit doppelter Blechbekleidung & eiserner Wendesäule (Schleuse zu Geestemünde, etc.) (HZ. 1865 Bl. 323 — 1868 Bl. 406).

Fig. 8. Hebel-Vorrichtung zur Stützung des offenen Thorflügels (HZ. 1868, Bl. 406 — CBl. 1891, S. 282).

Fig. 9. Bestimmung der Excentricität des Drehzapfens (Hg. — Ch. — ZfB. 1874, Bl. 39).

d) Drehvorrichtungen der Thore.

Fig. 10—10 a. Drehbaum mit Gegengewicht bei der Charlottenburger Schleuse (ZfB. 1886, Bl. 30).

Fig. 11. Zugstange mit Gangspill (Hg. — Ch. — Bck. — Frz.).

Fig. 12. » » Winde (» » »).

Fig. 13—13 a. Zahnstange mit Gangspill (Ch. — Bck. — Frz.).

Fig. 14—14 a. » » Winde, bei der Berliner Stadtschleuse (ZfB. 1867, Bl. 63).

Taf. XIV, Fig. 15—15 b. Zahnstange mit Laufrolle (Schleuse zu Bromberg) (ZfB. 1890, S. 57).
Fig. 16—16 a. » » Gangspill bei finnischen Schleusen (TFF. 1886 — AB. 1889).
Fig. 17—17 c. Drehvorrichtung bei der Schleuse bei Oberlahnstein (ZfB. 1880, Bl. 38 — 1886, S. 513).
Fig. 18. Drehvorrichtung mit kreisförmiger Zahnstange (französ. Schleusen) (Ch. — Bck).
Fig. 19. Drehvorrichtung mit hydraul. Presse (HZ. 1888, Bl. 25 — AdP. 1895, Pl. 17).
Fig. 20—21. » » Kettenzügen & Gangspillen (Geestemünde, etc.) (HZ. 1865, Bl. 319 — 1863, Bl. 261).
Fig. 22. Drehvorrichtung mit Kettenzügen & Gangspillen (Brake) (HZ. 1868, Bl. 404, 406).
Fig. 23. Schleusenthor mit Kettenzügen und zwei Handwinden (Dünkirchen) (NA. 1875, Bl. 45—46).
Fig. 24. Schleusenthor mit Kettenzügen und zwei Handwinden (engl. Schleusen, etc.) (HZ. 1888 Bl. 23 — AdP. 1895, I, Bl. 13).
Fig. 25. Schleusenthor mit Kettenzügen und Winden mit hydraul. Motoren (Alexandra — Dock, Hull — Nord-Ostsee-Kan. etc.) (HZ. 1888 — Gl. A. 1894, Taf. IV).
Fig. 26—28 a. Schleusenthor mit Kettenzügen und hydraul. Pressen (Havre, etc.) (AdP. 1889, I, Pl. 8 — HZ. 1888, Bl. 25).

Aussergewöhnliche Schleusenkonstruktionen.

Fig. 29. Polhem's Schachtschleuse am Trollhätta-Kanal (ZfB. 1886, S. 62 — AdP. 1893, Pl. 17 — ÖZ. 1891, Taf. I — TFF. 1895).
Fig. 30. Doppelschleuse (Landwehrkan. bei Berlin, Finow-Kan., Bürgerwerderschl. zu Breslau, etc.) (ZfB. 1852 Bl. 75 — 1854, Bl. 47 — 1880, Bl. 38).
Fig. 31. Schleuse mit veränderlicher Kammerlänge (ZfB. 1886, Bl. 29 — 1895, Ergänz. Heft, Bl. XII — GC. 1896 Tom. XXX Pl. VI — Gl. A. 1894, Taf. IV).
Fig. 32. Gekuppelte Schleuse (Schleusentreppe) (Saima-Kan., Trollhätta-Kan. etc.) (AB. 1890).
Fig. 33—34. Stauschleusen (Hg. — Frz. — Hdl. — Hamburg u. seine Bauten S. 354).
Fig. 35. Kammerschleuse mit Fluth- und Ebbe-Thoren (GC. 1896 Tom. XXX Pl. VII — Gl. A. 1894 Taf. IV — Hamburg u. seine Bauten S. 354).
Fig. 36—36 a. Schleuse mit Fächerthor von Blanken (Bremerhafen, etc.) (Hg. — Hdl. — CBl. 1895, S. 368).
Fig. 37—37 b. Einfaches Spülthor (Hg. — Frz.).
Fig. 38. Kammerschleuse mit Sparbecken (Ch. — Bck. — CBl. 1895, S. 303 — Zdl. 1896 S. 58).
Fig. 39—39 b. Kammerschleuse mit doppeltem Sparbecken (Canal du Centre, Belg.) TT. 1889, Pl. 17-18 — TFF. 1886).

Schleusen mit beweglichen Kammern.

a) Schiffshebewerke (Elevatoren, Trogschleusen).

Taf. XV, Fig. 1—1 a. Elevator mit aufgehängten Kammern (Great Western-Kan.) (Hg. — Ch. — Bck. — Hdl.).
Fig. 2—2 e. Hydraulischer Elevator bei Fontinettes (ZdI. 1883, S. 338 — 1886, S. 315 — 1890, S. 280 — Mm. 1883, Pl. 59-62 — NA. 1888—1889, Pl. 3-6 — Engg. 1888, I, Feb. 24 — DB. 1889, S. 369 — CBl. 1891, S. 153 — IFF. 1891, S. 50).

b) Schiefe Ebenen für den Transport von Schiffen.

Fig. 3—3 a. Rollbahn für den Transport kleinerer Fahrzeuge (Hg. — Hdl.).
Fig. 4—4 c. Schiefe Ebene am Elbing-Oberländischen Kanal (ZfB. 1861 — NA. 1881 Pl. 35 — Ch.).
Fig. 5—5 a. Schiefe Ebene am Cheasepeak-Ohio — Kanal (Dodge-Schleuse) (ZfB. 1879 Bl. 10 — ÖZ. 1890 — NA. 1881, Pl. 39-40).

IX. Uferbau und Flussbau.

Uferschutzbauten.

Fig. 6. Pflanzungen mit Stecklingen.
Fig. 7. Uferbefestigung mittels Spreutlage und Rasenbekleidung (Bäche in den Vogesen, etc.) (ÖZ. 1879, S. 16 — CBl. 1875, S. 378).
Fig. 8. Uferbefestigung mittels Spreutlage (Hdl.).
Fig. 9—10. » » Rauhwehr (Hdl.).
Fig. 11. » » Spreutlage und Senkfaschinen (Galizische Transversalbahn (ÖZ. 1885, Taf. XXXV — DB. 1885, S. 273).
Fig. 12—12 a. Uferbefestigung mittels Flechtzäunen (Galiz. Transversalbahn) (ÖZ. 1885 — DB. 1885).
Fig. 13—13 a. Uferbefestigung mittels Faschinenwürsten u. Senkfaschinen (Galiz. Transversalbahn) (ÖZ. 1885 — DB. 1885).
Fig. 14—14 a. Uferbefestigung mittels Buschwerkplanzungen und Faschinen-Packwerk (Galiz. Transversalbahn) (ÖZ. 1885 — DB. 1885).
Fig. 15—17. Uferdeckungen mittels Packverk, Sinkstücken und Senkfaschinen (Memel, Rhein) (Hdl.)
Fig. 18. Anordnung der Flechtzäune.
Fig. 19—19 a. Herstellung von Faschinenwürsten (Hg. — Hdl.).
Fig. 20. Gewöhnliche Faschine.
Fig. 21—22. Herstellung, Transport & Versenkung der Senkfaschinen (Hg. — Hdl.).
Fig. 23—23 a. Steinkorb (Hg. — Hdl.).
Fig. 24. Konstruktion der Sinkstücke (Frz. — Hdl. — CBl. 1894, S. 94 — Rž. I, Taf. 5).
Fig. 25—29. Herstellung und Versenkung der Sinkstücke (Hdl. — Frz. — HZ. 1886 S. 361).

Taf. XV, Fig. 30—30 a. Uferschutz mittels Gumppenbergs kontinuirl. Senkfaschinen (Pr. — ÖW. 1883, S. 58).

Taf. XVI, Fig. 1. Uferdeckwerk aus Packwerk und Steinwürfen, an der Weser (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 2. » » Flechtzäunen und Steinschüttungen, an der Theiss (ÖW. 1890 Taf. 20).

Fig. 3. Uferbefestigung mittels Pflasterung u. Rasenbekleidung, bei den Bächen in den Vogesen, etc. (ÖZ. 1879, S. 16 — AB. 1881, Bl. I).

Fig. 4—5. Uferbefestigung mittels Pflasterung gegen einen Steinfuss (Theiss) (AdP. 1890, Pl. 32).

Fig. 6—8. Uferbefestigung mittels Pflasterung gegen Spund- und Bohlwände (Düna bei Riga, etc.) (IFF. 1884, Pl. 13 — ZfB. 1880, Bl. 60 — 1895 Ergänz. Heft Bl. II).

Fig. 9—9 a. Uferbefestigung mittels Pflasterung gegen Pfahlwände (Donau-Kanal in Wien) (AB. 1886, Bl. 66).

Fig. 10. Uferbefestigung mittels Pflasterung gegen einen Steinwurf (Contrefort), (Theiss) (ÖW. 1890, Taf. 20).

Fig. 11. Uferdeckwerk bestehend aus Pflasterung gegen Steinwurf, nebst Rasenbekleidung (Donau bei Regensburg) (ÖW. 1887, S. 285).

Fig. 12. Uferdeckwerk bestehend aus Pflasterung gegen Steinwurf, bei den Dämmen der Salzburg-Tirol-Bahn (AB. 1881, Bl. I).

Fig. 13—14. Uferdeckwerke an der Weichsel bei Graudenz (Steinwurf mit Pfahlwand & Pflasterung) (ZfB. 1882, Bl. 32, 37).

Fig. 15. Uferdeckwerke bei den Dämmen der Salzburg-Tirol-Bahn (verankerte Pfahlwände mit Steinwurf & Pflasterung) (AB. 1881, Bl. I).

Fig. 16. Amerikanischer Uferschutz mittels Steinkisten (cribwork) (Lavoinne & Pontzen, Les chemins de fer en Amérique, I, Paris, 1880).

Fig. 17. Uferschutz aus Steinkisten (Fella-Fluss, Kärnthen) (AB. 1880, S. 17, Bl. II, III).

Fig. 18—23. Uferschutz auf den ostfriesischen Inseln (ZfB. 1882, S, 526, B. 60, 61 — HZ. 1873, S. 631).

Fig. 24. Uferschutzwerk in Algier (ÖZ. 1866, S. 242).

Fig. 25. » im Hafen von Libau (CBl. 1889, S. 220).

Flussregulirungen (Flusskorrektionen).

a) Einschränkungswerke.

1. *Art der Anwendung der Einschränkungswerke.*

Fig. 26—28. Regulirung der Weichsel mittels Buhnen (ZfB. 1862, Bl. 14, 15).

Fig. 29. » » Oder bei Oppeln mittels Buhnen (ZfB. 1888, Bl. 50).

Fig. 30. » » Weser bei Bremen » » (CBl. 1885, S. 457).

Fig. 31—32. » des Rheins » Mainz » » (CBl. 1881, S. 322).

Fig. 33. » der Memel » » (Frz. — ZfB. 1878, Bl. G., H.).

Fig. 34. Regulirung der Loire mittels Parallelwerken (ZfB. 1881, Bl. 30).

2. *Konstruktion der Buhnen.*

Taf. XVI, Fig. 35—35 a. Allgemeine Anordnung der Buhnen.

Fig. 36—38. Querprofile von Steinbuhnen (Weser, Elbe, Rhein) (Hg. — IFF 1885, Pl. 7).

Fig. 39. Längenprofil einer Steinbuhne (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 40—41. Ausführung von Faschinenbuhnen (Hg. — TfB. 1870, Pl. IX, X).

Fig. 42. Befestigung der Krone bei » mittels Spreutlage (HdI.).

Fig. 43. » » » » » » Rauhwehr (HdI.).

Fig. 44. » » » » » » Faschinen (Frz.).

Fig. 45—46. » » » » » » Pflasterung (Düna, etc.) (IFF. 1884, Pl. 13 — Frz.).

Fig. 47. Befestigung der Krone bei Faschinenbuhnen mittels Pflasterung und Rauhwehr (Weichsel) (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 48—49. Vollständig gepflasterte Faschinenbuhnen (Elbe, Weser) (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 50. Befestigung des Buhnenhauptes mittels Steinwurf (Frz.).

Fig. 51. » » » » Grundschwelle (Weser) (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 52. Befestigung des Buhnenhauptes mittels Steinkern (Elbe) (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 53. Buhnenhaupt aus Sinkstücken, Steinwürfen und Senkfaschinen (Memel, Oder) (IFF. 1885, Bl. 7 — DB. 1875, S. 224).

Fig. 54. Buhnenhaupt aus Sinkstücken (Elbe).

Taf. XVII, Fig. 1. Buhne mit Grundschwelle (Elbe) (CBl. 1881, S. 371).

Fig. 2. » » » (Oder) (CBl. 1881, S. 371).

Fig. 3. » » » (Rhein) (IFF. 1885, Pl. 7).

Fig. 4. Grundschwellen über die ganze Flussbreite (Rhein) (CBl. 1881, S. 371).

Fig. 5. Anwendung von Traversen nebst Buhnen.

Fig. 6. Querschnitt einer Traverse aus Faschinen-Packverk und Pfählen (Hg. — Ch. — HdI. — TfB. 1870, Pl. IX, X).

Fig. 7—8 a. Traversen aus Senkfaschinen zwischen Pfählen (Hg. — Ch. — HdI. — TfB. 1770, Pl. IX, X).

Fig. 9—10 a. Einfache Schlickzäune (Hg. — Ch. — HdI. — ZfB. 1862, Bl. 17).

Fig. 11. Traverse aus Faschinen-Packwerk und Steinwurf (ÖW. 1887, S. 285).

Fig. 12. » » doppelten Flechtzäunen mit Steinfüllung (Hg. — HdI.).

Fig. 13—13 c. Traverse aus Steinkisten, an der Fella in Kärnthen (AB. 1888, Bl. II, III — ÖW. 1889. Bl. J.).

Fig. 14—14 a. Traverse aus einer Steinkiste als Kopf, und einer leichteren Holzkonstruktion als Verbindung mit dem Ufer (Hg. — Ch.).

3. *Konstruktion der Parallelwerke.*

Fig. 15—16. Querprofile von Parallelwerken aus Steinmaterial (ÖW. 1887, S. 285 — IFF. 1885, Pl. 7 — HdI.).

Fig. 17—17 a. Regulirung der Elbe und Eger bei Leitmeritz mittels Parallelwerken aus Steinmaterial (ÖW. 1882, S. 217).

Taf. XVII, Fig. 18—18 a. Regulirung der Donau zu Budapest, mittels Parallelwerken aus Steinmaterial (ÖZ. 1874, S. 227).

Fig. 19. Parallelwerk mit Traversen.

Fig. 20. Querschnitt eines Parallelwerkes aus Packwerk und Steinmaterial, mit Traversen (Bayerische Flussregulirungen) (ÖW. 1887, S. 285 — DB. 1888, S. 298).

Fig. 21. Regulirung durch etagenförmige Parallelwerke aus Steinmaterial und Traversen (Bayern) (ÖW. 1887, S. 285).

Fig. 22. Parallelwerk aus Faschinenpackwerk und Senkfaschinen nebst Traversen (Bayern) (ÖW. 1887, S. 285).

Fig. 23. Parallelwerk als Grundschwelle aus Senkfaschinen und Steinmaterial (Niederrhein) (Hdl.).

Fig. 24. Parallelwerk aus Sinkstücken und Packwerk (ZfB. 1880, Bl. 59 — Hdl.).

Fig. 25. » » » in mehreren Lagen (Untere Maas) (HZ. 1885, Bl. 24).

Fig. 26—27. Einfaches und doppeltes Steckenfach (Pr. — Bauernfeind Wasserb. — ZfB. 1895, Erg. Heft, Bl. III).

Fig. 28. Amerikanisches Parallelwerk (DB. 1884, S. 550).

Fig. 29—30 a. Durchbrochenes Parallelwerk aus hängenden Faschinen, nach Wolfs' System (ZfB. 1886 — TFF. 1888 — IFF. 1889).

Fig. 31—33. Durchbrochene Einschränkungswerke am Missouri (ZfB. 1883, S. 275 — ÖW. 1889, S. 197).

b) Coupirungen.

Fig. 34. Coupirungen an der Memel (Hdl.).

Fig. 35—35 b. Coupirungen an kleineren Flüssen in Galizien (ÖZ. 1876, Bl. 26).

Fig. 36. Querschnitt der Coupirung des Neckars bei Mannheim (AB. 1871, Bl. 67).

Fig. 37. » » » der Nogat (ZfB. 1862, Bl. 17).

Fig. 38. Querschnitt einer Coupirung aus Sinkstücken, Schotter und Packwerk, nebst Rauhwehr an der Krone (Hdl. — ZfB. 1858).

Fig. 39. Querschnitt einer Coupirung aus Sinkstücken, Senkfaschinen Packwerk, Schotter und Rauhwehr nebst Pflasterung an der Krone (Hdl. — CBl. 1892, S. 328).

c) Durchstiche.

Fig. 40—40 a. Durchstiche am Gailfluss in Kärnthen (ÖZ. 1889, Taf. II).

Fig. 41—42. Uferversicherungen bei Coupirungen, am Rhein in St. Gallen und den Tiroler Aachen in Bayern (DB. 1883).

Fig. 43. Donau-Durchstich bei Wien (DB. 1881, S. 28, 39).

d) Schutzdämme (Deiche).

Taf. XVIII, Fig. 1—1 b. Deiche an der Theiss bei Szegedin (DB. 1887, S. 3 — NA. 1883 — AdP. 1890, II, Pl. 32).

Fig. 2. Querschnitt des Oderdeiches bei Fürstenberg (ZfB. 1890, S. 499 — ÖM. 1895, S. 140).

Fig. 3. Deichdurchlass (Deichsiel) (Frz.).

e) Flussregulirung durch Aufstauung.

Fig. 4—4 a. Regulirung des Mains zwischen Frankfurt und Mainz mittels Wehren (CBl. 1886 N:o 42 — ZfB. 1888 — NA. 1889: Paris-Rouen).

Fig. 4 b. Regulirung der Saar durch Wehre (ZfB. 1866, Bl. 34, 35, Textbl. H. — HZ. 1887).

X. Hafenbau und Schifffahrtszeichen.

Allgemeine Anordnung der Häfen.

Fig. 5. Natürlicher Flusshafen (Frankfurt) (DB. 1887, S. 88 — AdP. 1888, Pl. 7).

Fig. 6. Künstlicher Flusshafen (Mainz) (DB. 1881, S. 347 — CBl. 1887, S. 227).

Fig. 7—8. Seehäfen an Flüssen (Hamburg, Antwerpen) (ÖZ. 1887).

Fig. 9. Natürlicher Seehafen (Helsingfors) (AB. 1895).

Fig. 10—12. Beispiele offener Seehäfen, geschützt durch Wellenbrecher, Hafendämme, Molen (Hangö, Triest, Barcelona) (AB. 1895 — 1884 — ÖZ. 1887 — Mm. 1885, I, Pl. 98).

Fig. 13—16. Verschiedene Grundrissformen von Wellenbrechern (Port Said, Amsterdam-Kanal, Wier- und Swine-Mündung) (Frz. — HdI. — NTT. 1887 — IFF. 1885 — CBl. 1884, S. 255).

Fig. 17. Beispiel eines am festen Lande ausgegrabenen offenen Hafens (Kriegshafen in Kiel) (Frz.).

Fig. 18. Beispiel eines Tidehafens (St. Malo) (ZfB. 1856, Bl. V).

Konstruktion der Wellenbrecher, Hafendämme, Molen.

Fig. 19—21. Beispiele hölzerner Wellenbrecher (Pillau, New Castle, Bregenz) (ZfB. 1886, S. 529 — 1883, Bl. 41 — ÖZ. 1892 Taf. XXIII).

Fig. 22. Hölzerner Wellenbrecher mit theilweiser Steinfüllung (Dünkirchen, Cherbourg) (Hg. — Nbg.).

Fig. 23. Hölzerner Wellenbrecher mit vollständiger Steinfüllung (Calais) (Hg. — Nbg.).

Fig. 24. Eiserner Wellenbrecher (Havre) (Engg. 1889, II, S. 619).

Fig. 25—25 a. Eiserner Wellenbrecher (Adelaide) (Nbg.).

Fig. 26. » » mit Betonfüllung auf Steinschüttung (Bilbao) (AdP. 1890, II, Pl. 49).

Fig. 27. Mole aus Faschinen-Packwerk (Hg. — Nbg.).

Taf. XVIII, Fig. 28. Mole aus Steinschüttung zwischen Pfahlwänden (Pillau) (Hdl. — ZfB. 1882, S. 282).

Fig. 29—30. Molen aus Steinschüttung zwischen Pfahlwänden mit Aufsats aus Mauerwerk (Neufahrwasser, Stolpemünde) (CBl. 1889, S. 201 — ZfB. 1882, S. 286 — 1883, S. 82 — IFF. 1885, Pl. 17).

Fig. 31—33. Molen aus Betonblöcken auf Steinschüttung (Smirna, Libau, Odessa) (ÖZ. 1887, Taf. XIV — ZfB. 1880, Bl. 58 — IFF. 1884, Pl. 23 — DB. 1888, S. 458 — CBl, 1889, S. 338).

Fig. 34. Querschnitt des neuen Hafendammes in Triest (ÖZ. 1879, S. 104 — AB. 1876, S. 105 — ÖZ. 1882, Bl. 37).

Taf. XIX, Fig. 1. Mole aus Betonblöcken auf Steinschüttung mit Sinkstück-Fundament (Libau) (CBl. 1889, S. 220 — NA. 1888, Pl. 45).

Fig. 2. Mole aus Steinschüttung mit Kern aus Sinkstücken (Colbergermünde) (IFF. 1885, Pl. 21).

Fig. 3. Mole aus Steinschüttung mit Aufbau aus Trocken- und Mörtelmauerwerk (Nyksund, Norweg.) (TT. 1882, Pl. 2 — IFF. 1883, Pl. 13).

Fig. 4. Mole mit seitlichen Betonmauern auf Steinschüttung, und Erdfüllung (Triest: Molo St. Carlo) (AB. 1876, Bl. 23 — Hg.).

Fig. 5. Mole aus Steinschüttung mit seitlichen, auf Beton gegründeten Mauern (Bregenz) (ÖZ. 1892 Taf. XXIII).

Fig. 6. Gemauerte Mole, gegründet auf Steinschüttung und Betonblöcken (Brest) (NA. 1875, Pl. 7-8 — Hdl.).

Fig. 7. Gemauerte Mole aus Betonblöcken und Stampfbeton, gegründet auf Betonsäcken (Sunderland) (NTT. 1887, Pl. III).

Fig. 8. Mole aus Stampfbeton, gegründet auf Betonsäcken (Fraserburgh) (NTT. 1887, Pl. III).

Fig. 9. Mole aus Stampfbeton, gegründet auf Gussbeton (Burghead) (NTT. 1887, Pl. III).

Fig. 10. Mole aus Mauereinfassungen und zwischengelegenen Steinschüttungen (Bastia) (Nbg.).

Fig. 11. Ganz gemauerte Mole (Dover) (Hg. — Hdl.).

Fig. 12. » » » mit Güterschuppen (Dover) (Hdl. — DB. 1877, S. 22).

Fig. 13. Mole aus Betonblöcken (Ymuiden) (AdP. 1890, Pl. 13).

Fig. 14. » » aufrecht geschichteten Betonblöcken auf Steinschüttung (Kurrarhee & Colombo) (Engg. 1888, II, S. 65).

Fig. 15. Mole aus Betonblöcken, gegründet auf Sandgrund zwischen Spundwänden (Ramsay, Insel Man) (NTT. 1887, Pl. IV).

Fig. 16. Mole aus Stampfbeton, gegründet auf Senkbrunnen (Sunderland, Proj.) (NTT. 1887, Pl. IV).

Fig. 17. Mole aus Stampfbeton & Mauerwerk gegründet auf Steinkisten (Raå) (ZfB. 1888, Bl. 68 — 1895 Erg. Heft, Bl. XV).

Fig. 18. Mole mit Steinkisten- und Bohlwerkseinfassung (Bornholm) (ZfB. 1878 Textbl. E.).

Fig. 19. Mole aus Steinkisten mit seitlichen Betonwänden und Kaimauern auf Steinschüttungsfundament (Hangö) (AB. 1895).

Ufer-Anlagen.

Bl. XIX, Fig. 20—21. Kai-Bohlwerke (Pillau, Glasgow) (ZfB. 1884, S. 159 — 1895 Ergänz. Heft Taf. XV — CBl. 1885, S. 542).

Fig. 22—23. Ufermauern (Kaimauern) gegründet auf Steinkisten (Ystad, Libau) (IFF. 1884 — ZfB. 1880, Bl. 58 — 1883 — 1895, Erg. Heft, VII).

Fig. 24. Ufermauer gegründet auf Pfahlrost (Kiel) (HZ. 1858, S. 466 — ZfB. 1879, Bl. 16 — 1895, Erg. Heft Bl. XIV — Tkn. 1892 — AB. 1895 — ÖZ. 1895 N:o 24).

Fig. 25—26. Ufermauer aus Betonblöcken und Mauerwerk auf Steinschüttung (Marseille, Genua) (ÖZ. 1887 — 1879, Triest — 1891).

Fig. 27. Ufermauer aus hohlen Betonblöcken und Mauerwerk (Barcelona) (ÖZ. 1887 Taf. XIV).

Fig. 28—29 a. Ufermauern, gegründet auf Senkbrunnen (Calais, Berlin, Hamburg) (CBl. 1890, S. 69 — Engg. 1889, I, S. 577 — ZfB. 1889, S. 258).

Fig. 30. Ufermauer gegründet auf Caissons (Antwerpen) (ÖZ. 1887).

Fig. 31—32. Lose und feste Reibhölzer bei Ufermauern (Nbg.).

Fig. 33—36. Schiffsringe (ÖZ. 1879, S. 103 — NA. 1882, Pl. 48-49 — HZ. 1876, Bl. 648).

Fig. 37—37 a. Hölzerne Haltepfähle (Poller) zugleich Reibhölzer (Bremen) (HZ. 1889, Bl. 3 — DB. 1885, S. 573).

Fig. 38—39. Hölzerne Poller mit Pfahlrost- und Steinkistenverankerung (Nbg.).

Fig. 40. Steinerner Poller (Nbg.).

Fig. 41—47. Gusseiserne Poller (HZ. 1885, Bl. 9 — ÖZ. 1879, S. 103 — 1887 — NA. 1882, Pl. 48-49 — AdP. 1883, S. 564 — 1889, I, Pl. 15 — CBl. 1883, S. 366).

Güterschuppen, Lagerhäuser, etc.

Fig. 48—49. Geschlossene Güterschuppen mit beiderseitigen Perrons (Hamburg, Kaiserhafen & Sandthorhafen) (DB. 1877, S. 468 — ÖZ. 1887 — TFF. 1896, S. 41).

Fig. 50. Güterschuppen ohne Perrons (Marseille) (ÖZ. 1887, Taf. XIV).

Fig. 51—51 b. » mit einseitigem Perron (Albert-Dock, London) (DB. 1885, S. 573 — Frz.).

Bl. XX, Fig. 1. Güterschuppen nebst Portalkrahn (Marseille) (AdP. 1889, I, Pl. 16).

Fig. 2. » » » (Bremen) (HZ. 1889, Bl. 4).

Fig. 2 a. Güterschuppen- und Lagerhaus-Disposition in Bremen (ZdI. 1887, S. 167).

Fig. 3—3 a. Mehrstöckige Güterschuppen (Triest) (AB. 1891, Bl. 37).

Fig. 4—4 a. Offene Güterschuppen am Scheldekai in Antwerpen (ÖZ. 1887).

Fig. 5. Lagerhaus in Stockholm (Nbg.).

Fig. 6. » in Harburg (HZ. 1857, Bl. 46 — Bh.).

Anstalten für Schiffsreparaturen.

Taf. XX, Fig. 7—7 b. Helling (Slip) mit Gleitbahnen in Pillau (ZfB. 1882, S. 283).
Fig. 8—8 a. » » » Rollbahn in Triest (CI. 1967, Taf. 10—11 — HdI).
Fig. 9—9 a. Trockendock, ausgesprengt in Felsen (Helsingfors).
Fig. 10—10 a. Doppeltes Trockendock, ausgesprengt in Felsen (Stockholm) (Nbg).
Fig. 11—11 a. Gemauertes Trockendock in Helsingborg (ZfB. 1880, Bl. 68).
Fig. 12—12 a. » » » Antwerpen (ÖZ. 1887).
Fig. 13—13 c. Trockendock mit Betonfundament (Hong-Kong) (Engg. 1887, II, S. 146 — ZfB. 1895, Erg. Heft Bl. XVII).
Fig. 14—14 a. Trockendock mit Betonfundament (Kiel) (Hdl. — Frz. — GC. 1896 Tom. XXX, Pl. VII).
Fig. 15. Ganz in Mauerwerk ausgeführtes Trockendock (Pola) (CI. 1867, Taf 16—17).
Fig. 16—17. Trockendocks aus Beton (Spezzia, Genua) (ZfB. 1888, Bl. 21 — CBl. 1888, S. 271, 280 — GC. 1895 Tom, XXVII, S. 399).
Fig. 18. Trockendock mit Betonboden und gemauerten Seitenwänden auf Pfählen (Hâvre) (HZ. 1861, Bl. 209).
Fig. 19. Trockendock mit Seitenwänden auf Pfahlrost (Chatham) (HdI.).
Fig. 20. » » Betonfundament auf Pfählen (Bregenz) (ÖZ. 1892, Taf. XXIII).
Fig. 1—1 c. Trockendock gegründet auf zwei Caissons (Saigon) (NA. 1886, Pl. 1—2).

Taf. XXI, Fig. 1 d. Absperr-Ponton des Trockendocks von Saigon (NA. 1886, Pl. 1—2).
Fig. 2. » » » » » Helsingör (IFF. 1884, Pl. 21).
Fig. 3. » » » Hellings zu Ellerbeck bei Kiel (HZ. 1876, Bl. 648).
Fig. 4. » » » Docks zu Kiel (HdI.).
Fig. 5. Kielblöcke bei Docks (HdI. — Frz.).
Fig. 6. Schwimmdock mit beiderseitigen Wänden (Bremen) (HZ. 1889, Bl. 9 — ZfB. 1866, Bl. 31).
Fig. 7. Schwimmdock mit beiderseitigen Wänden (Kiel) (ZdI. — Frz.).
Fig. 8. Schwimmdock mit einseitiger, mit dem Ufer verankerter Wand, von Clark & Standfield (Cardiff, Hamburg, etc.) (Hamburg u. seine Bauten).
Fig. 9. Schwimmdock gleicher Art wie das vorige (North Shields) (Eng. 1892, II, S. 265).
Fig. 10—10 c. Schwimmdock mit einseitiger, mit einem Schwimmponton verankerter Wand & durchbrochenem Boden, behufs seitlicher Ablagerung der Schiffe (Depositing Dock) (HZ. 1861, Bl. 165 — AB. 1868, Bl. 54 — DB. 1877, S. 14).
Fig. 11—11 c. Hydraulisches Dock von Clark & Standfield (HZ. 1861, Bl. 185 AB. 1868, Bl. 54, CBl. 1885, S. 159 — 1888, S. 158 — GC. 1897, Tom. XXX N:o 9).

Leuchtthürme.

Taf. XXI, Fig. 12. Leuchtthurm aus Ziegelmauerwerk für festes Feuer (Schleimünde) (ZfB. 1886, S. 311).

Fig. 13. Leuchtthurm aus Ziegelmauerwerk für bewegliches Feuer (Aurum) (ZfB 1886, S. 311).

Fig. 14—14 b. Leuchtthurm aus Ziegelmauerwerk für bewegliches Feuer (Borkum) (ZfB. 1886, S. 311).

Fig. 15. Leuchtthurm aus Quadermauerwerk, gegründet in offenem Wasser auf Beton (Stannards) (CBl. 1883, S. 365).

Fig. 16. Leuchtthurm auf Bishop Rock (Eng. 1889 I, S. 265).

Fig. 17—17 a. Leuchtthurm aus verzapftem und verankertem Quadermauerwerk (Eddystone) (ZfB. 1887, Bl. 65 — Eng. 1889, I, S. 265).

Taf. XXII, Fig. 1—1 a. Leuchtthurm aus verzapftem und verankertem Quadermauerwerk (Eddystone) (ZfB. 1887, Bl. 65 — Eng. 1889, I, S. 265).

Fig. 2—2 a. Eiserner Leuchtthurm mit offenem Fachwerk, gegründet auf Beton (Dagerort) (NA. 1880, Pl. 25—26).

Fig. 3—3 a. Eiserner Leuchtthurm mit offenem Fachwerk, gegründet auf Felsboden (Walsöarne, Finnl.) (AB. 1895).

Fig. 4—4 c. Eiserner Leuchtthurm mit offenem Fachwerk, gegründet auf Brunnen (Campen) (ZdI. 1890, Bl. XXXVII).

Fig. 5—5 a. Eiserner Leuchtthurm mit innerem Fachwerk und äusserem Blechmantel (Tankar, Finnl.) (AB. 1895).

Fig. 6—6 a. Eiserner Leuchtthurm mit Blechmantel ohne Fachwerk (Yttergrund, Finnl.) (AB. 1895).

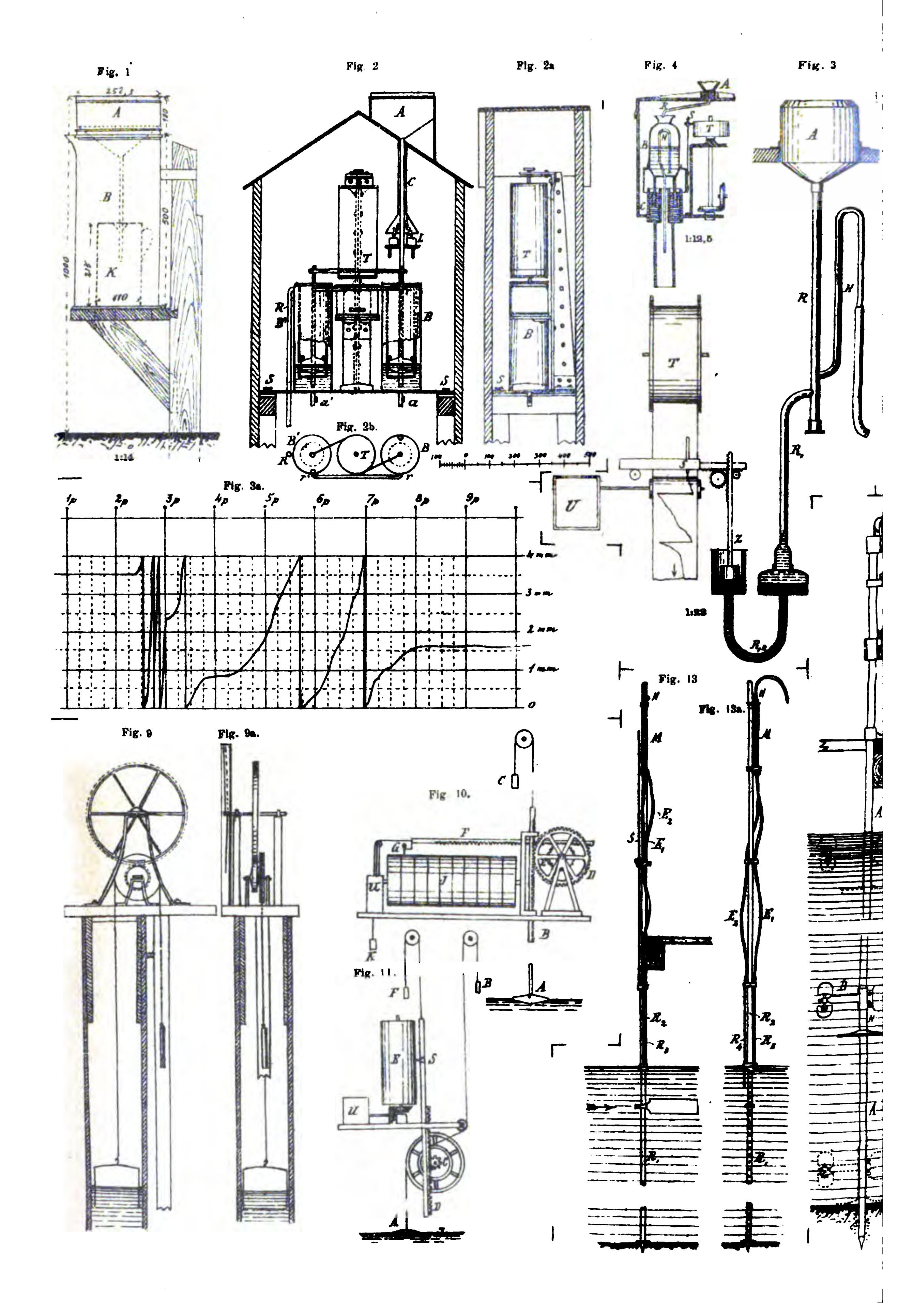
Fig. 7—7 a. Eiserner Leuchtthurm mit Wohnräumen für die Besatzung (Bogskär, Finnl.) (AB. 1895).

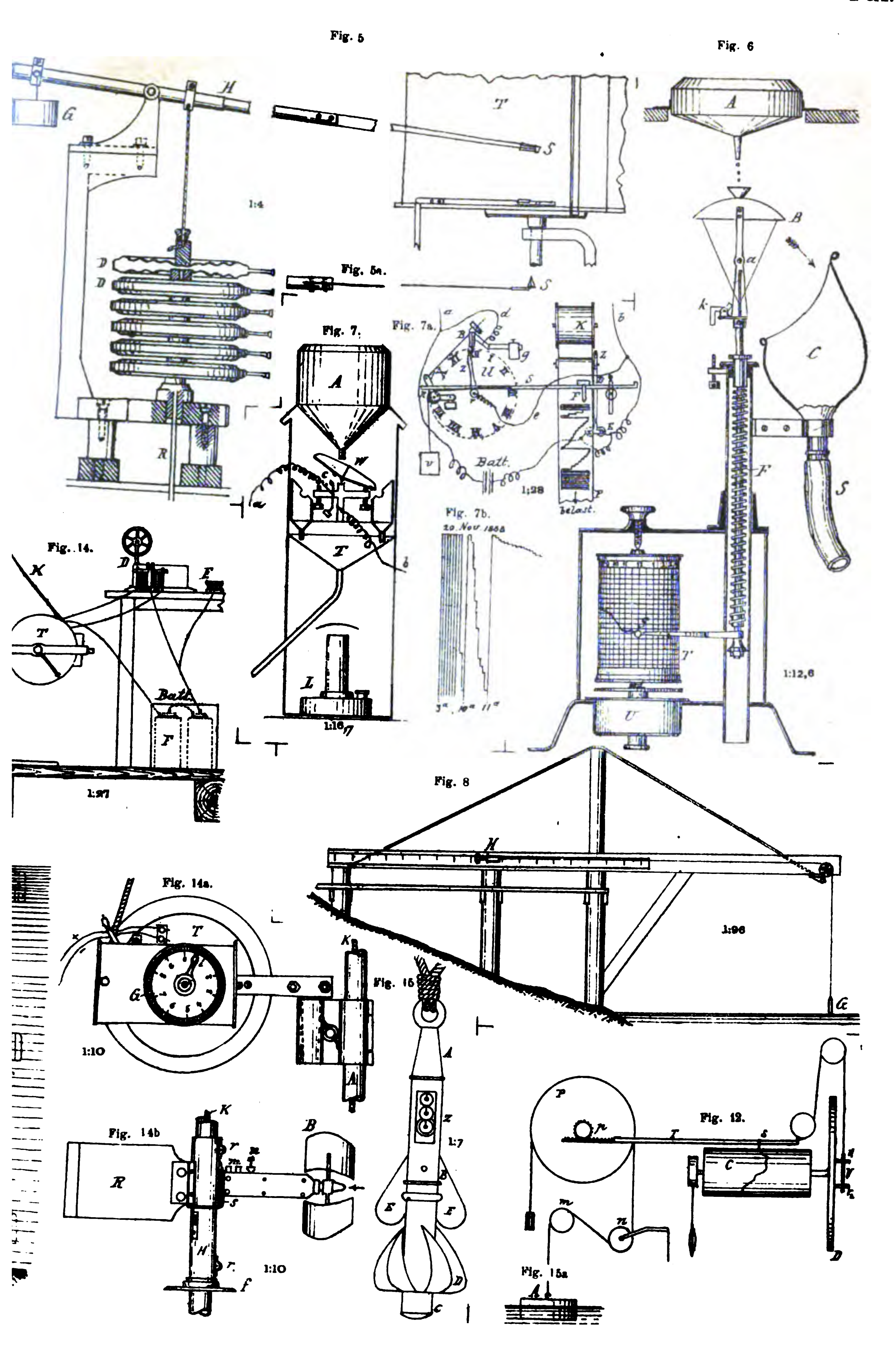
Fig. 8. Eiserner Leuchtthurm gegründet in offenem Wasser mittels Caisson (Rother Sand, Wesermündung) (CBl. 1886 — TFF. 1886).

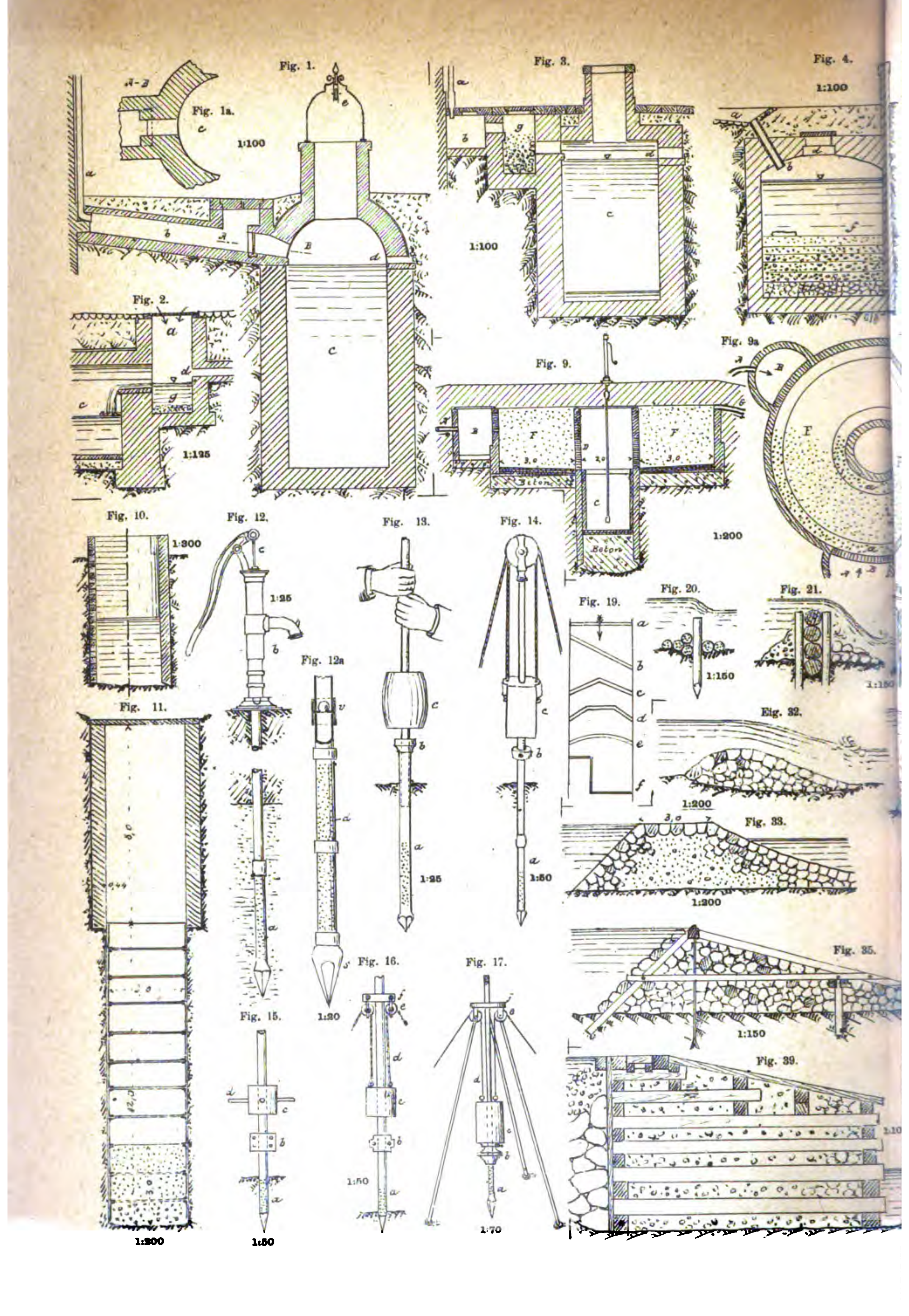
Fig. 9. Eiserner Leuchtthurm gegründet in offenem Wasser auf Schraubenpfählen (Calcasieu) (HdI. — AB. 1850—51, Bl. 321).

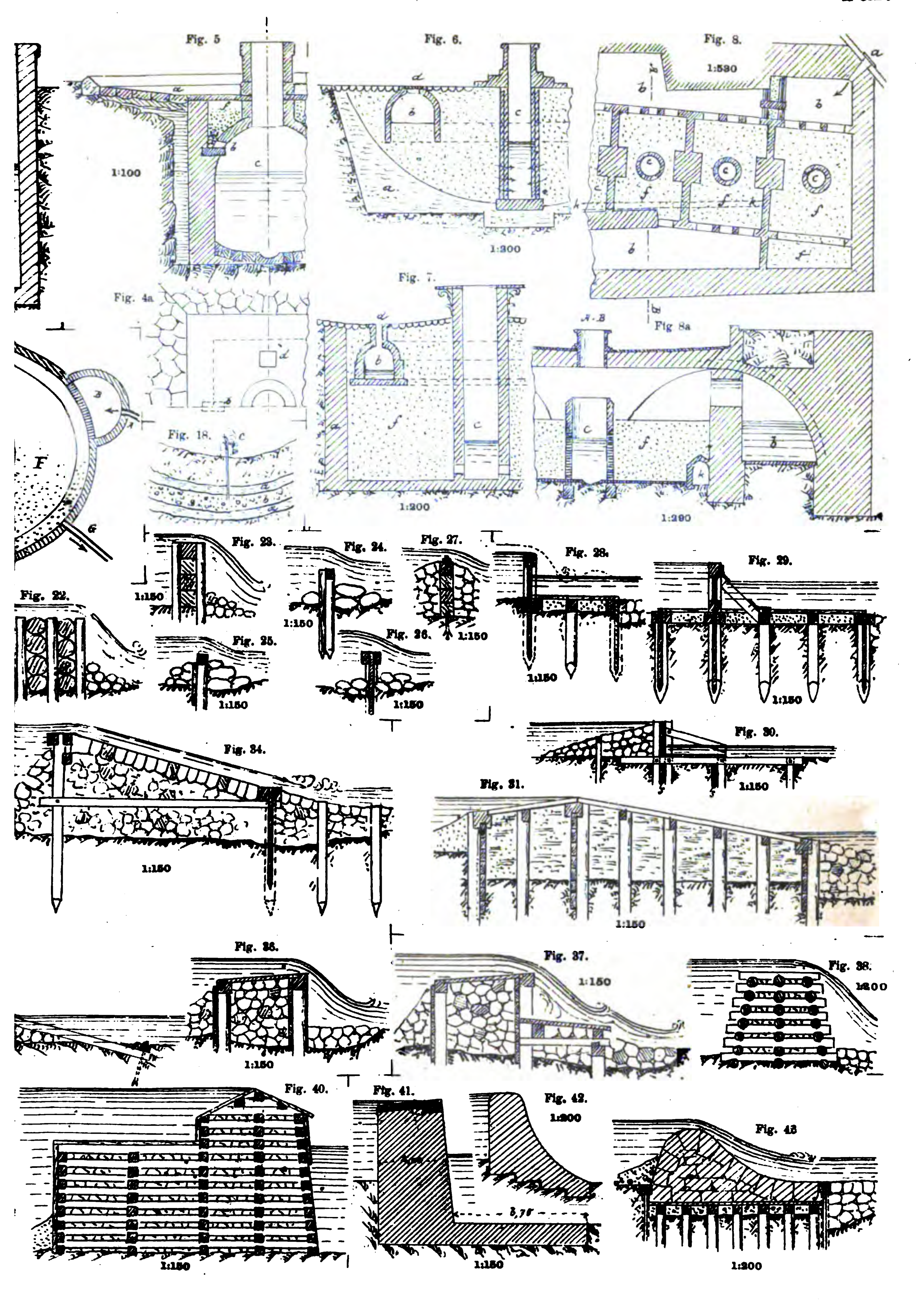
Fig. 10. Schwimmender Leuchtthurm (Leuchtschiff) (CBl. 1887, S. 118).

Fig. 11. Tiefsee-Leuchtthurm (CBl. 1883, S. 466 — ZfB. 1887, S. 564).


Fig. 1
Fig. 2
Fig. 2a
Fig. 4
Fig. 3
1:14
Fig. 2b.
1:12,5
Fig. 3a.
1p
2p
3p
4p
5p
6p
7p
8p
9p
4 mm
3 mm
2 mm
1 mm
0
1:28
Fig. 13
Fig. 13a.
Fig. 9
Fig. 9a.
Fig. 10.
Fig. 11.


Fig. 5
Fig. 5a.
Fig. 6
Fig. 7.
Fig. 7a.
Fig. 7b.
20. Nov. 1888
Batt.
belast.
1:4
1:28
1:16,7
1:12,6
Fig. 14.
Batt.
1:27
Fig. 8
1:96
Fig. 14a.
1:10
Fig. 15
1:7
Fig. 14b
1:10
Fig. 12.
Fig. 15a


Fig. 1.
Fig. 1a.
1:100
Fig. 2.
1:125
Fig. 3.
1:100
Fig. 4.
1:100
Fig. 9.
Fig. 9a
1:200
Beton
Fig. 10.
1:300
Fig. 11.
1:200
Fig. 12.
1:25
Fig. 12a
1:20
Fig. 13.
1:25
Fig. 14.
1:50
Fig. 15.
1:50
Fig. 16.
1:50
Fig. 17.
1:70
Fig. 19.
Fig. 20.
1:150
Fig. 21.
1:150
Fig. 32.
1:200
Fig. 33.
1:200
Fig. 35.
1:150
Fig. 39.


Fig. 5
1:100
Fig. 6.
1:200
Fig. 8.
1:530
Fig. 4a.
Fig. 7.
Fig 8a
Fig. 18.
1:200
1:290
Fig. 23.
1:150
Fig. 24.
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig. 29.
Fig. 22.
Fig. 25.
1:150
Fig. 26.
1:150
1:150
1:150
1:150
1:150
Fig. 34.
1:150
Fig. 30.
1:150
Fig. 31.
1:150
Fig. 36.
1:150
Fig. 37.
1:150
Fig. 38.
1:200
Fig. 40.
1:150
Fig. 41.
1:150
Fig. 42.
1:200
Fig. 43
1:200

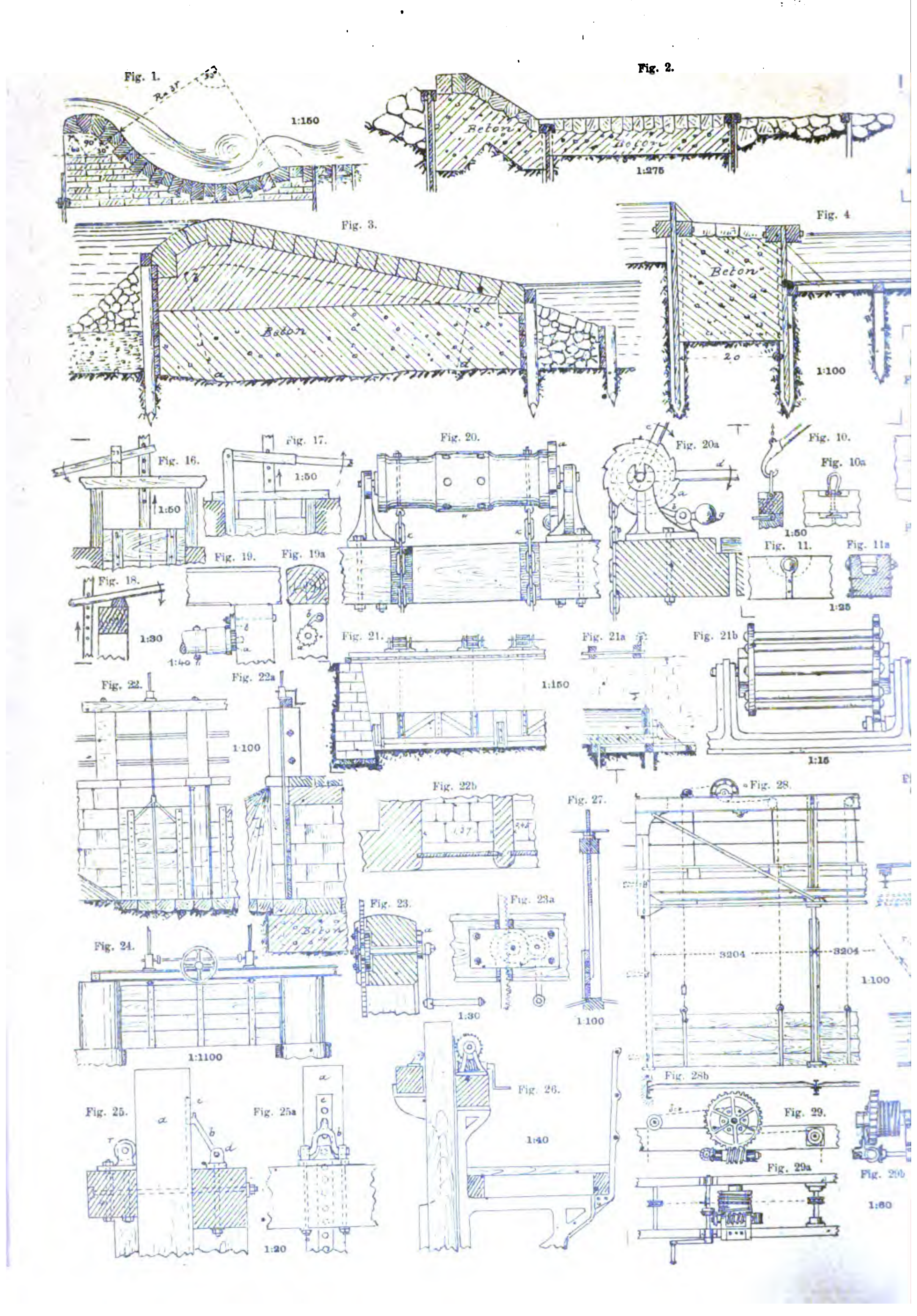
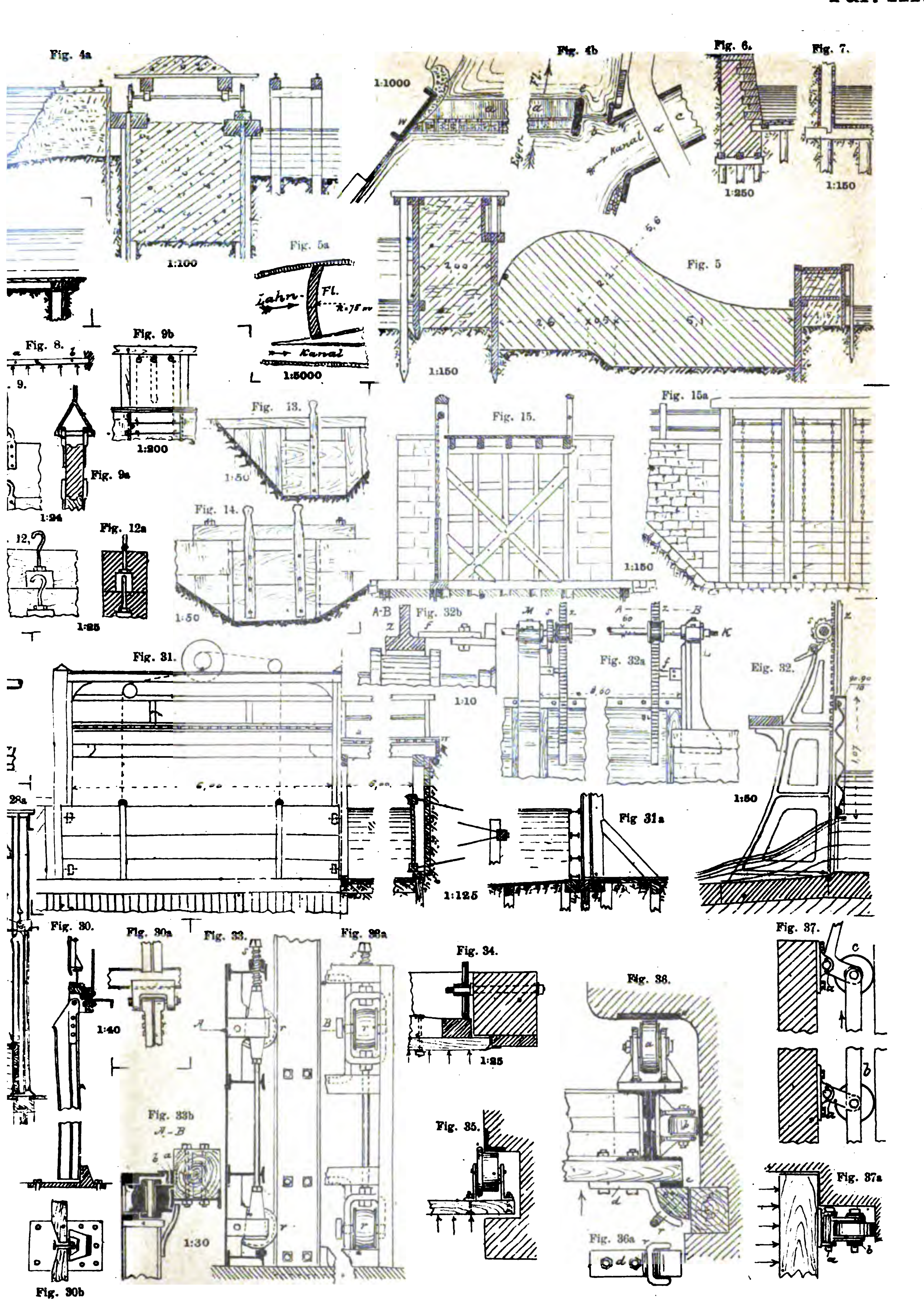
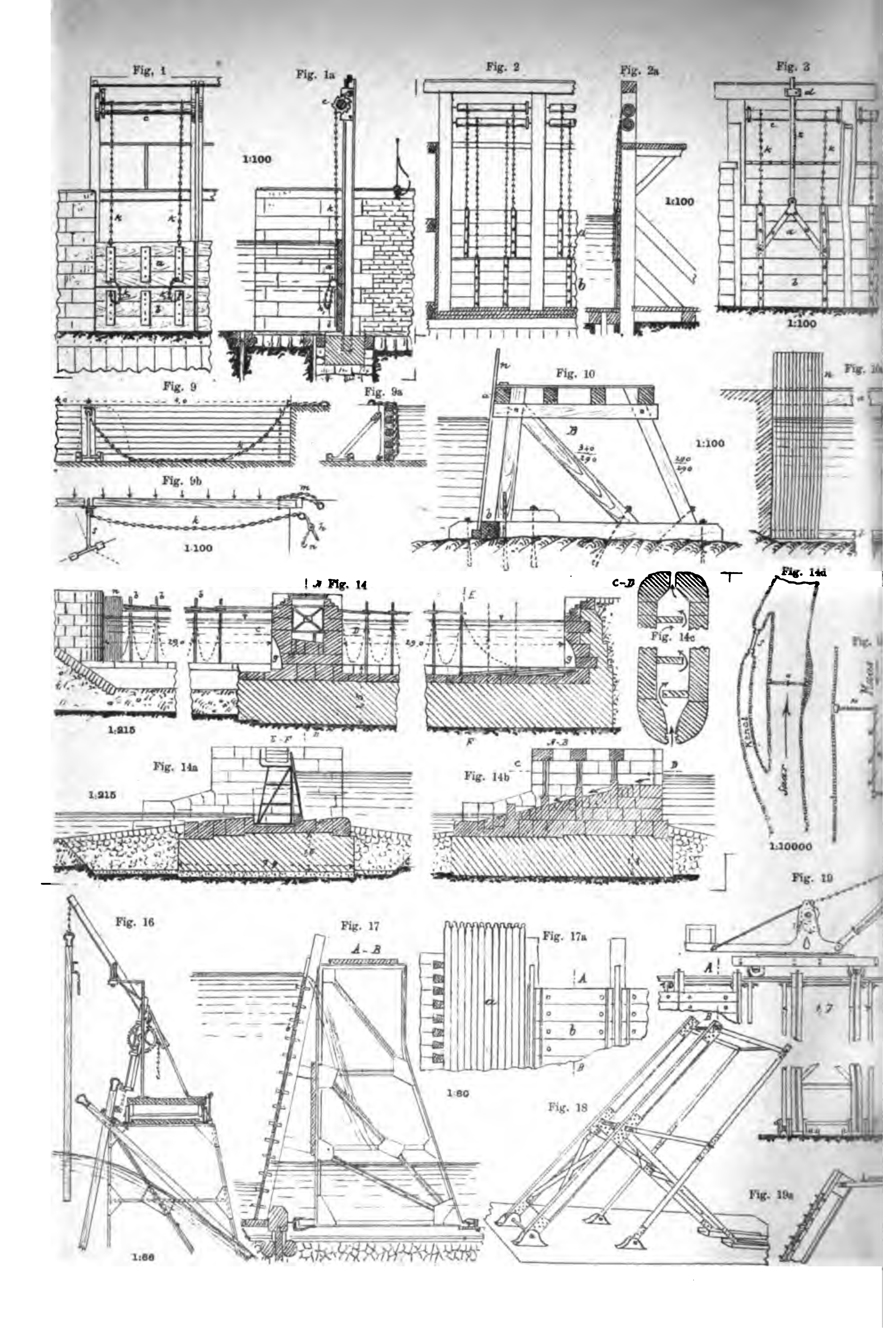
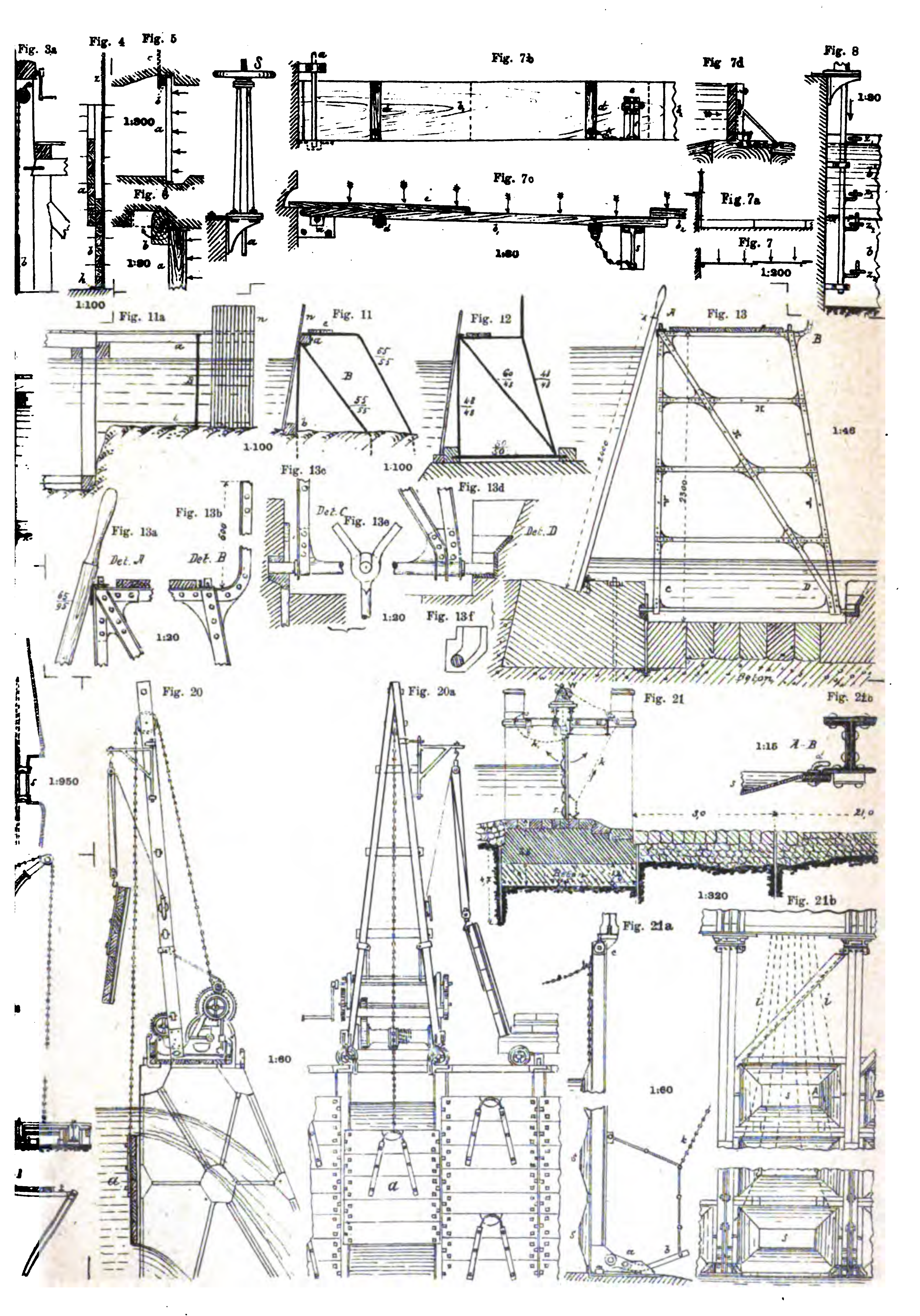


Fig. 1.
1:150
Fig. 2.
Beton
Beton
1:275
Fig. 3.
Beton
Fig. 4
Beton
1:100
Fig. 16.
1:50
Fig. 17.
1:50
Fig. 20.
Fig. 20a
Fig. 10.
Fig. 10a
1:50
Fig. 11.
Fig. 11a
1:25
Fig. 18.
1:30
Fig. 19.
Fig. 19a
1:40
Fig. 21.
1:150
Fig. 21a
Fig. 21b
1:15
Fig. 22.
1:100
Fig. 22a
Beton
Fig. 22b
Fig. 27.
Fig. 28.
3204
3204
1:100
Fig. 23.
Fig. 23a
1:30
1:100
Fig. 24.
1:1100
Fig. 26.
1:40
Fig. 28b
Fig. 25.
Fig. 25a
1:20
Fig. 29.
Fig. 29a
Fig. 29b
1:60


Fig. 4a
1:100
Fig. 4b
1:1000
Fl.
Eger
Kanal
Fig. 6.
1:250
Fig. 7.
1:150
Fig. 5a
Lahn
Fl.
Kanal
1:5000
Fig. 5
1:150
Fig. 8.
Fig. 9b
1:200
Fig. 9a
1:24
Fig. 12a
1:25
Fig. 13.
1:50
Fig. 14.
1:50
Fig. 15.
1:150
Fig. 15a
Fig. 32b
A-B
1:10
Fig. 32a
Fig. 32.
1:50
Fig. 31.
Fig 31a
1:125
Fig. 30.
Fig. 30a
1:40
Fig. 30b
Fig. 33.
Fig. 33a
Fig. 33b
A-B
1:30
Fig. 34.
1:25
Fig. 35.
Fig. 36.
Fig. 36a
Fig. 37.
Fig. 37a


Fig. 1
Fig. 1a
Fig. 2
Fig. 2a
Fig. 3
1:100
1:100
1:100
Fig. 9
Fig. 9a
Fig. 9b
1:100
Fig. 10
1:100
Fig. 14
Fig. 14c
Fig. 14d
1:215
Fig. 14a
1:215
Fig. 14b
Kanal
Saar
1:10000
Fig. 19
Fig. 16
Fig. 17
Fig. 17a
1:60
Fig. 18
Fig. 19a
1:66


Fig. 3a
Fig. 4
Fig. 5
1:300
Fig. 6
1:30
1:100
Fig. 7b
Fig. 7d
Fig. 8
1:30
Fig. 7c
1:30
Fig. 7a
Fig. 7
1:200
Fig. 11a
Fig. 11
Fig. 12
Fig. 13
1:100
1:100
1:46
Fig. 13c
Fig. 13d
Fig. 13b
Fig. 13a
Det. A
Det. B
Det. C
Fig. 13e
Det. D
1:20
1:20
Fig. 13f
Beton
Fig. 20
Fig. 20a
Fig. 21
Fig. 21c
1:15
A-B
1:950
1:320
Fig. 21b
Fig. 21a
1:60
1:60

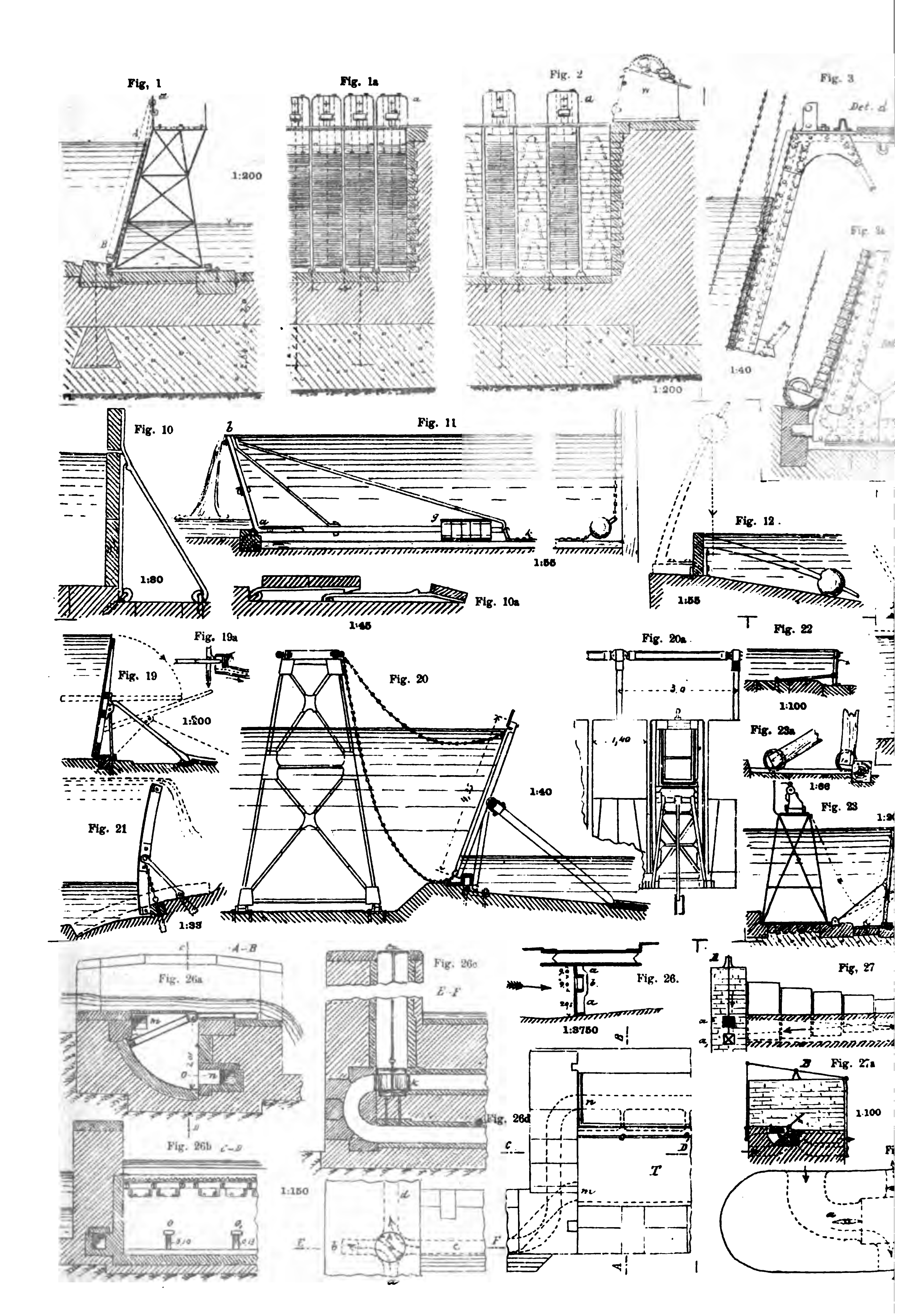


Fig. 1
1:200
Fig. 1a
Fig. 2
1:200
Fig. 3
1:40
Fig. 10
1:80
Fig. 10a
1:45
Fig. 11
1:55
Fig. 12
1:55
Fig. 19
Fig. 19a
1:200
Fig. 20
1:40
Fig. 20a
Fig. 21
1:33
Fig. 22
1:100
Fig. 23a
1:66
Fig. 23
Fig. 26a
A-B
Fig. 26b
Fig. 26c
E-F
Fig. 26d
1:150
Fig. 26.
1:3750
Fig. 27
Fig. 27a
1:100

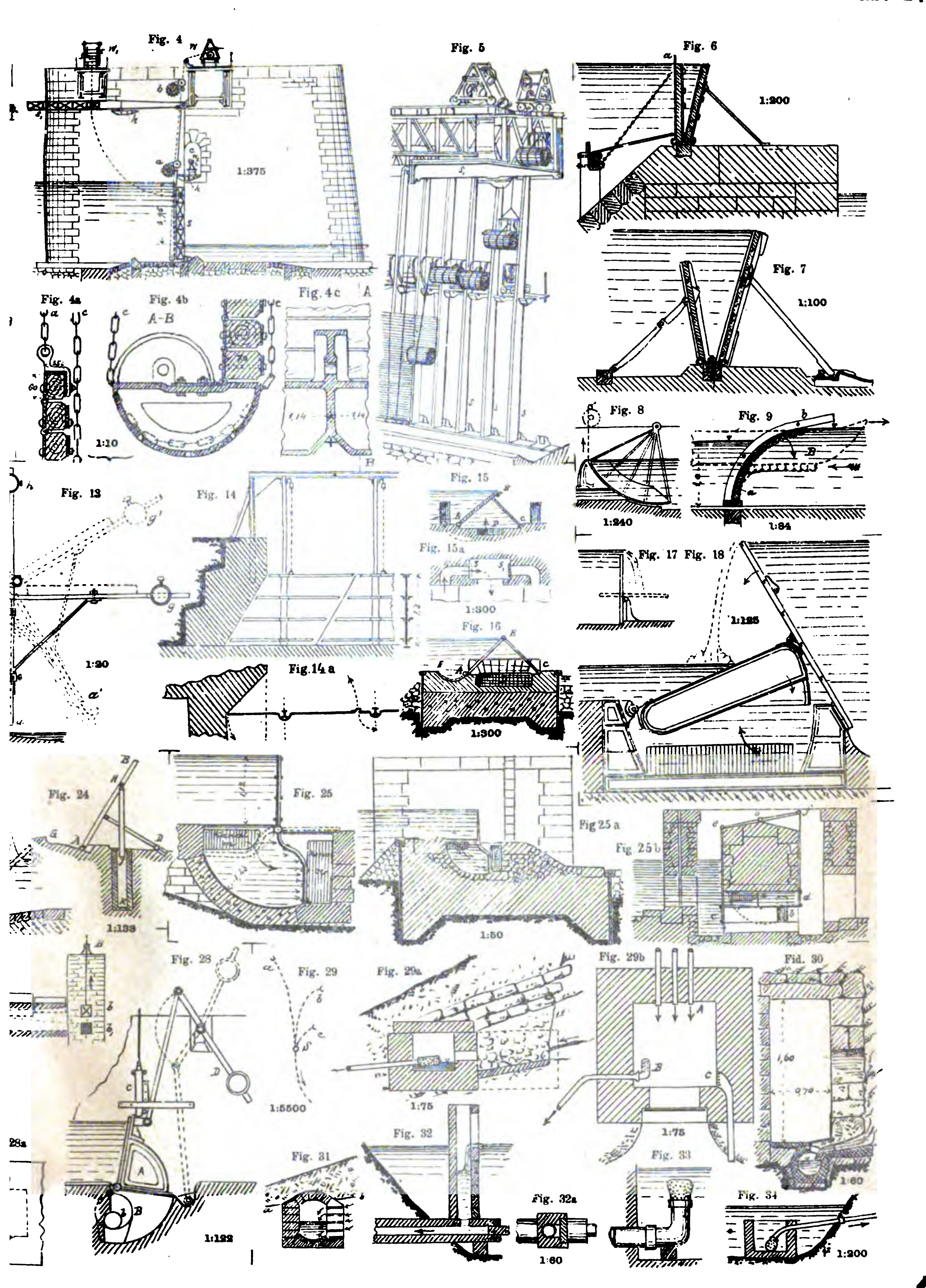


Fig. 4
1:375
Fig. 5
Fig. 6
1:200
Fig. 7
1:100
Fig. 4a
Fig. 4b
A-B
1:10
Fig. 4c
Fig. 8
1:240
Fig. 9
1:84
Fig. 13
1:30
Fig. 14
Fig. 15
Fig. 15a
1:300
Fig. 16
Fig. 17
Fig. 18
1:125
Fig. 14 a
1:300
Fig. 24
1:133
Fig. 25
Fig 25 a
Fig 25 b
1:50
Fig. 28
Fig. 29
1:5500
Fig. 29a
1:75
Fig. 29b
1:75
Fid. 30
1,60
0,70
1:60
28a
1:122
Fig. 31
Fig. 32
Fig. 32a
1:60
Fig. 33
Fig. 34
1:200

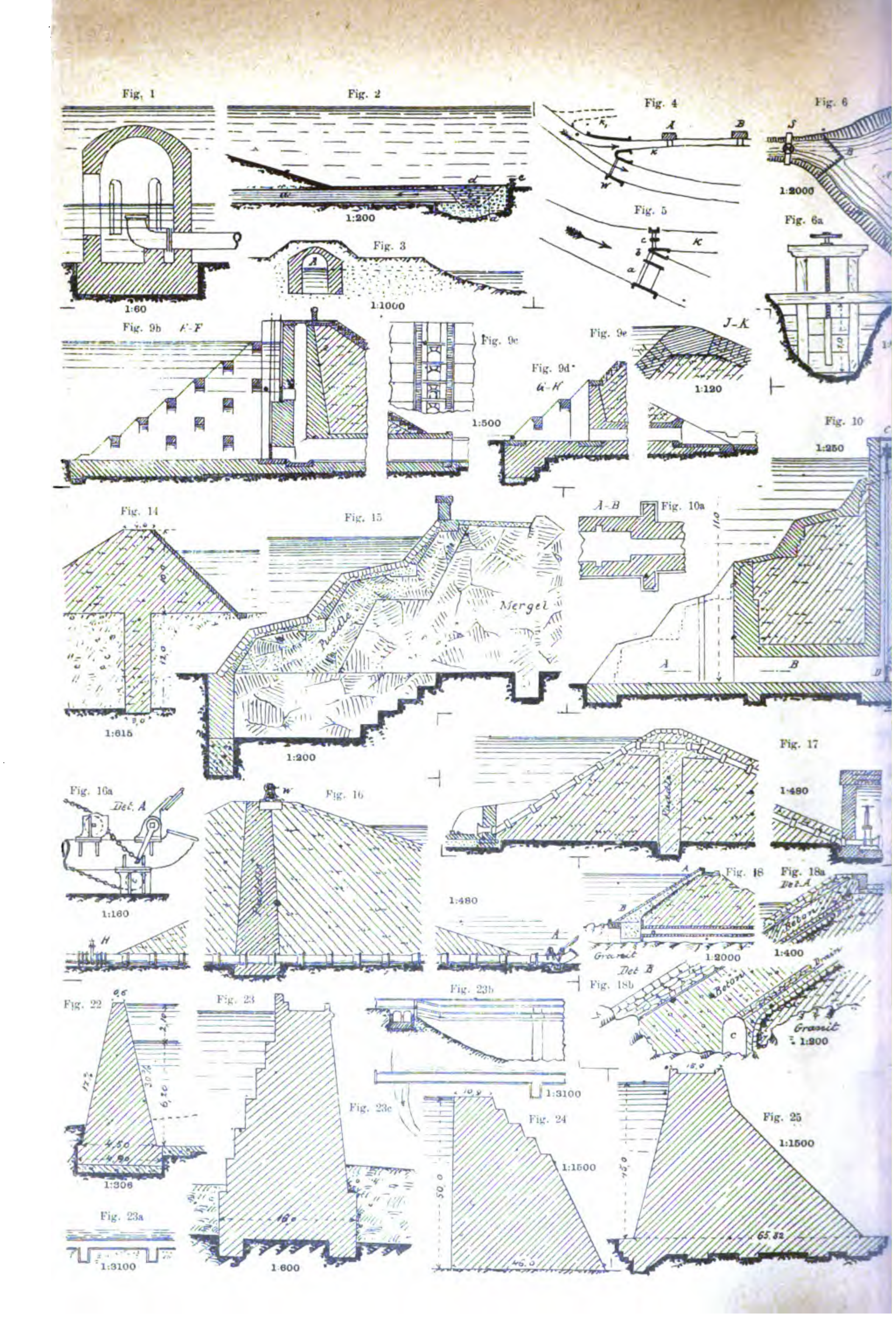


Fig. 1
1:60
Fig. 2
1:200
Fig. 3
1:1000
Fig. 4
Fig. 5
Fig. 6
1:2000
Fig. 6a
Fig. 9b
Fig. 9c
1:500
Fig. 9d
Fig. 9e
J-K
1:120
Fig. 10
1:250
Fig. 10a
A-B
Fig. 14
1:615
Fig. 15
Puddle
Mergel
1:200
Fig. 16a
Det. A
1:160
Fig. 16
Puddle
1:480
Fig. 17
1:480
Fig. 18
Granit
1:2000
Fig. 18a
Det. A
Beton
1:400
Fig. 18b
Det. B
Beton
Granit
1:200
Fig. 22
1:306
Fig. 23
1:600
Fig. 23a
1:3100
Fig. 23b
1:3100
Fig. 23c
Fig. 24
1:1500
Fig. 25
1:1500

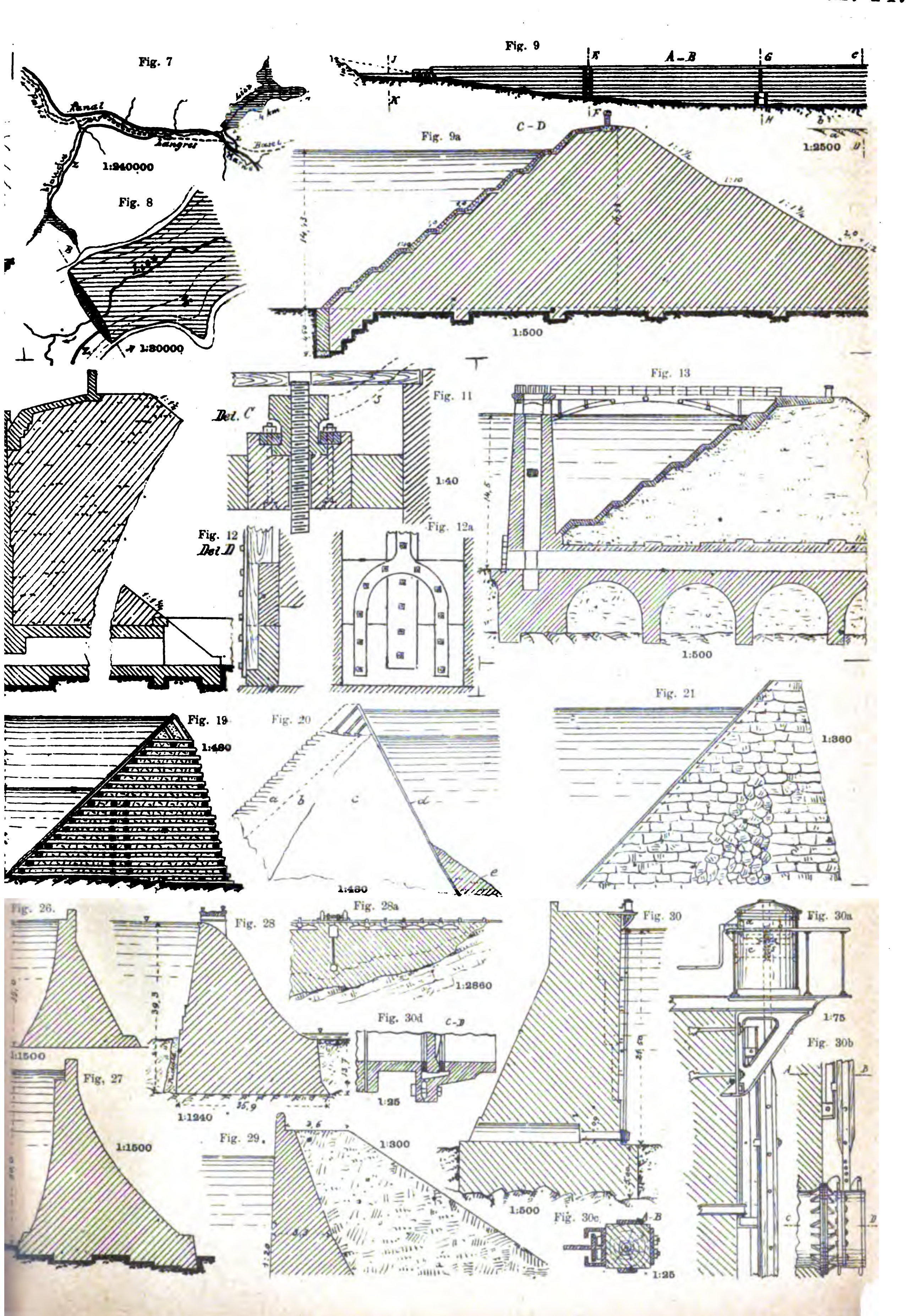
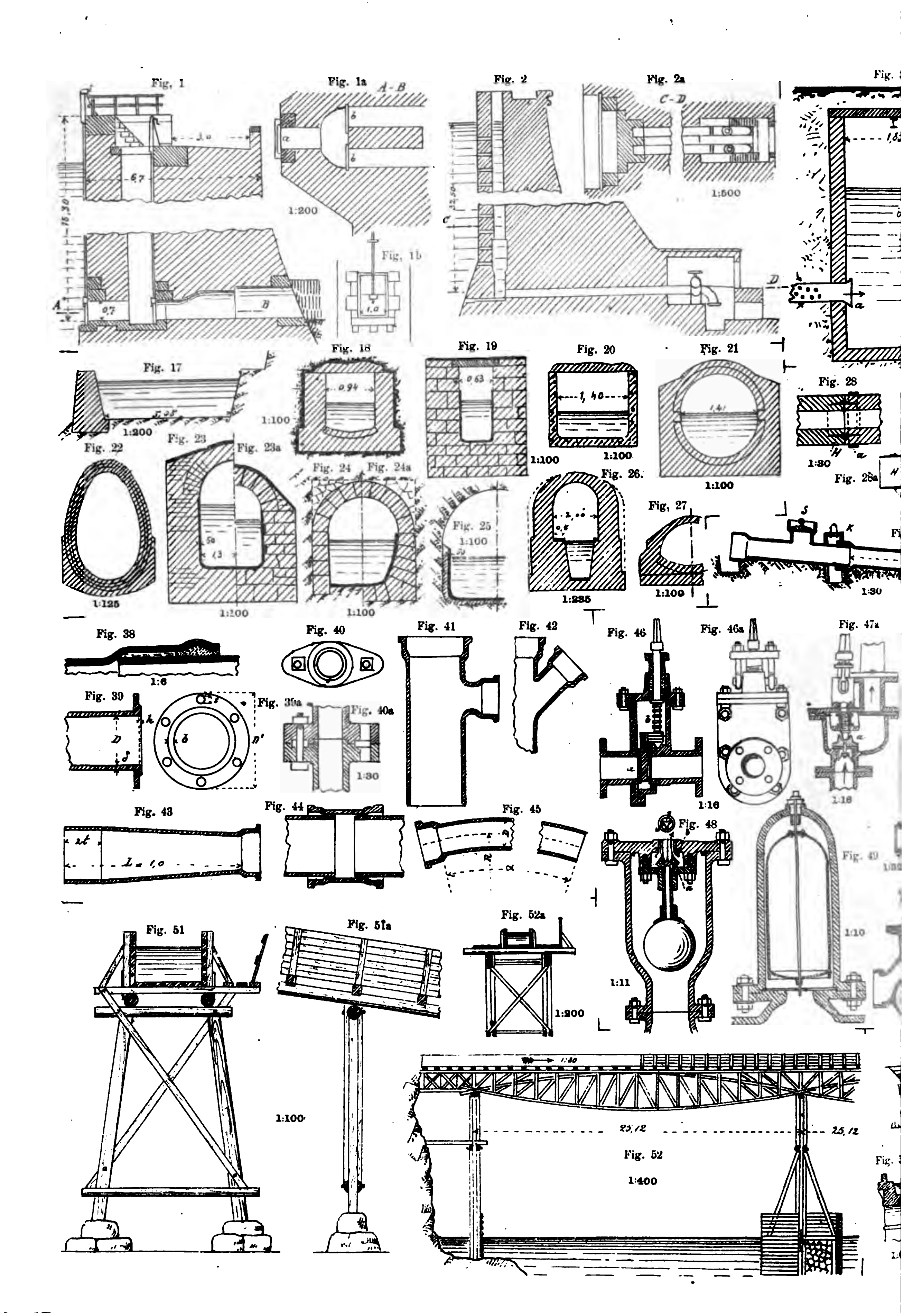
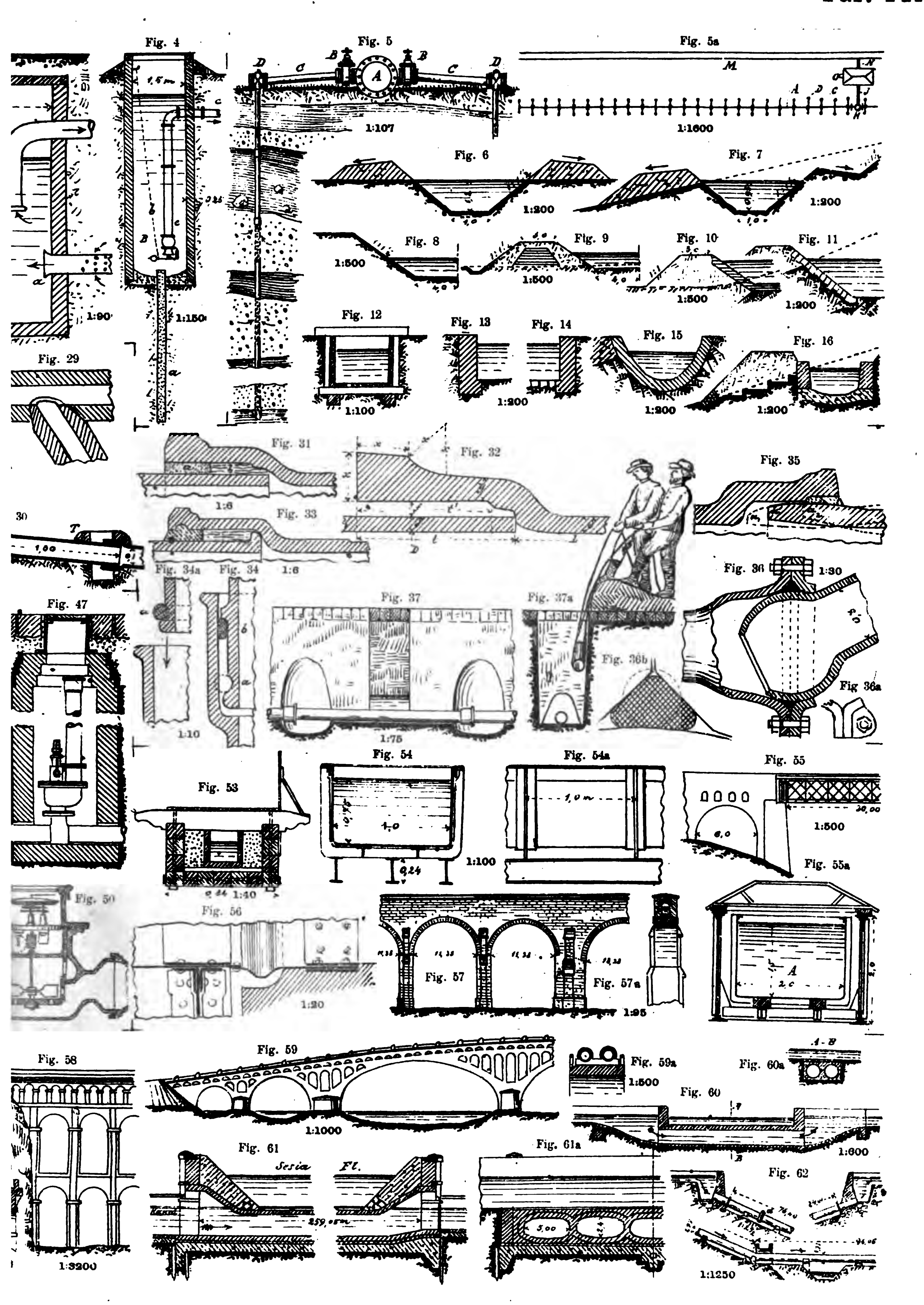
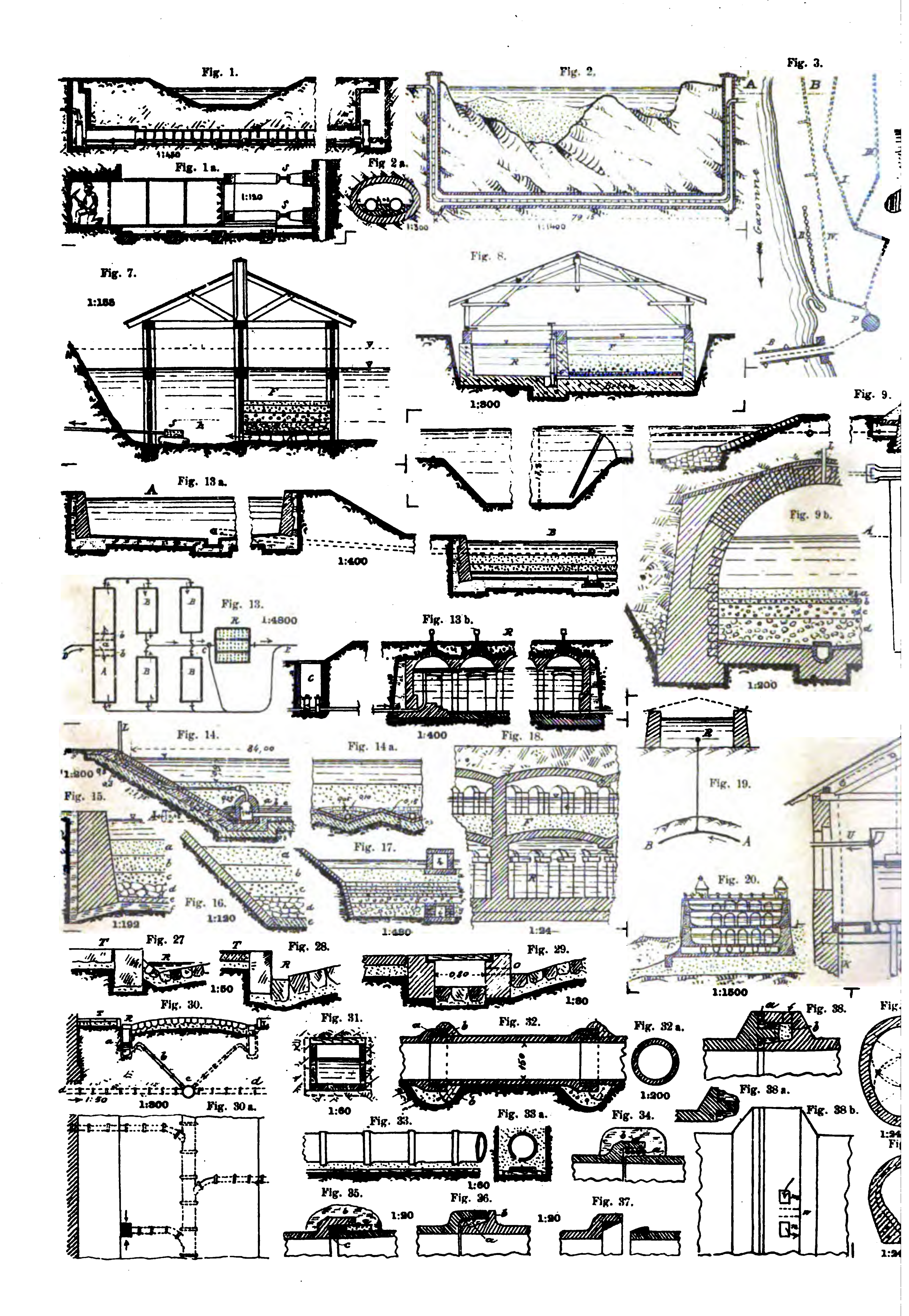
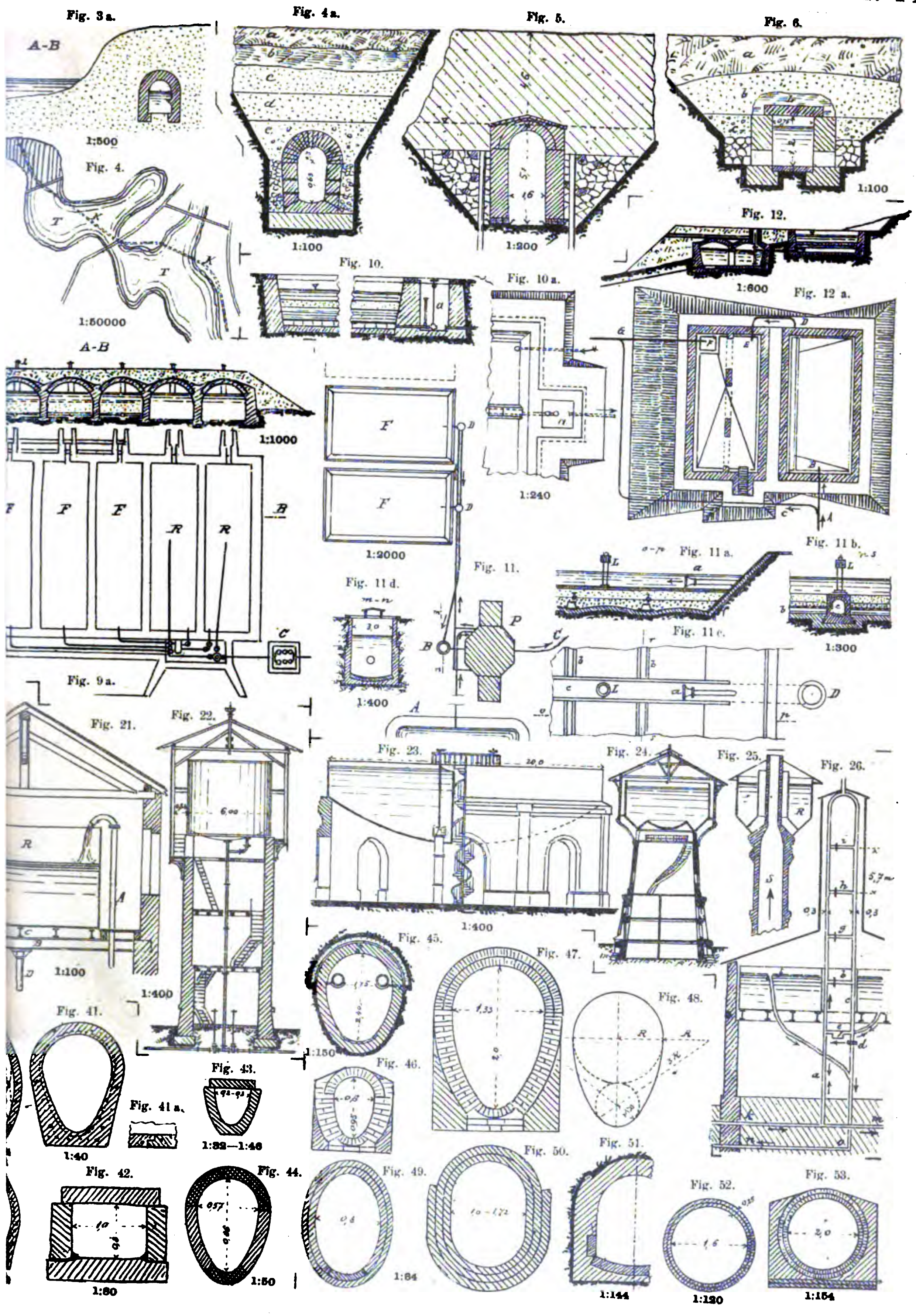


Fig. 7
Kanal
Langres
1:240000
Fig. 8
1:30000
Fig. 9
A–B
1:2500
Fig. 9a
C–D
1:500
Fig. 11
Det. C
1:40
Fig. 12
Det. D
Fig. 12a
Fig. 13
1:500
Fig. 19
1:480
Fig. 20
1:480
Fig. 21
1:360
Fig. 26.
1:1500
Fig. 27
1:1500
Fig. 28
1:1240
Fig. 28a
1:2860
Fig. 29.
1:300
Fig. 30d
1:25
Fig. 30
1:500
Fig. 30c
1:25
Fig. 30a
1:75
Fig. 30b


Fig. 1
Fig. 1a
A-B
Fig. 1b
1:200
Fig. 2
Fig. 2a
C-D
1:500
Fig. 17
1:200
Fig. 18
1:100
Fig. 19
Fig. 20
1:100
Fig. 21
1:100
1:100
Fig. 28
1:30
Fig. 28a
Fig. 22
1:125
Fig. 23
Fig. 23a
1:200
Fig. 24
Fig. 24a
Fig. 25
1:100
1:100
Fig. 26.
1:235
Fig. 27
1:100
1:30
Fig. 38
1:6
Fig. 39
Fig. 40
Fig. 40a
1:30
Fig. 41
Fig. 42
Fig. 46
Fig. 46a
1:16
Fig. 47a
1:16
Fig. 43
Fig. 44
Fig. 45
Fig. 48
1:11
Fig. 49
1:10
Fig. 51
Fig. 51a
1:100
Fig. 52a
1:200
Fig. 52
1:400


Fig. 4
Fig. 5
Fig. 5a
1:107
1:1600
Fig. 6
Fig. 7
1:200
1:200
Fig. 8
Fig. 9
Fig. 10
Fig. 11
1:500
1:500
1:500
1:200
1:90
1:150
Fig. 12
Fig. 13
Fig. 14
Fig. 15
Fig. 16
1:100
1:200
1:200
1:200
Fig. 29
Fig. 31
Fig. 32
1:6
Fig. 33
1:6
Fig. 35
30
Fig. 34a
Fig. 34
Fig. 36
1:30
Fig. 47
Fig. 37
Fig. 37a
Fig. 36b
Fig 36a
1:10
1:75
Fig. 54
Fig. 54a
Fig. 55
Fig. 53
1:100
1:500
1:40
Fig. 55a
Fig. 50
Fig. 56
Fig. 57
Fig. 57a
1:20
1:95
A
Fig. 58
Fig. 59
Fig. 59a
1:500
A-B
Fig. 60a
Fig. 60
1:1000
1:600
Fig. 61
Sesia
Fl.
Fig. 61a
Fig. 62
1:3200
1:1250


Fig. 1.
1:450
Fig. 1 a.
1:120
Fig 2 a.
1:300
Fig. 2.
1:1400
Fig. 3.
Garonne
Fig. 7.
1:156
Fig. 8.
1:300
Fig. 9.
Fig. 9 b.
1:200
Fig. 13 a.
1:400
Fig. 13.
1:4800
Fig. 13 b.
1:400
Fig. 14.
84,00
1:200
Fig. 14 a.
Fig. 15.
1:192
Fig. 16.
1:120
Fig. 17.
1:480
Fig. 18.
1:24
Fig. 19.
Fig. 20.
1:1500
Fig. 27
1:50
Fig. 28.
Fig. 29.
0,80
1:80
Fig. 30.
1:300
Fig. 30 a.
Fig. 31.
1:60
Fig. 32.
Fig. 32 a.
1:200
Fig. 33.
1:60
Fig. 33 a.
Fig. 34.
Fig. 35.
1:20
Fig. 36.
1:20
Fig. 37.
Fig. 38.
Fig. 38 a.
Fig. 38 b.


Fig. 3 a.
A-B
1:500
Fig. 4.
T
T
X
X
1:50000
Fig. 4 a.
a
b
c
d
e
1:100
Fig. 5.
4,6
1,6
1:200
Fig. 6.
a
b
c
1:100
Fig. 12.
1:600
Fig. 12 a.
Fig. 10.
a
Fig. 10 a.
1:240
A-B
1:1000
F
F
F
R
R
B
C
Fig. 9 a.
F
F
1:2000
D
D
Fig. 11.
Fig. 11 d.
m-n
2,0
1:400
P
B
C
A
Fig. 11 a.
L
a
Fig. 11 b.
L
1:300
Fig. 11 c.
L
a
D
Fig. 21.
R
A
1:100
Fig. 22.
6,00
1:400
Fig. 23.
20,0
1:400
Fig. 24.
Fig. 25.
R
S
Fig. 26.
5,7 m
0,3
0,3
Fig. 45.
1,75
2,40
1:150
Fig. 47.
1,33
2,0
Fig. 48.
R
R
Fig. 46.
0,8
Fig. 41.
1:40
Fig. 41 a.
Fig. 43.
1:32—1:46
Fig. 42.
1,0
1:80
Fig. 44.
0,57
1:50
Fig. 49.
1:84
Fig. 50.
1,0 - 1,72
Fig. 51.
1:144
Fig. 52.
1,6
1:120
Fig. 53.
2,0
1:154

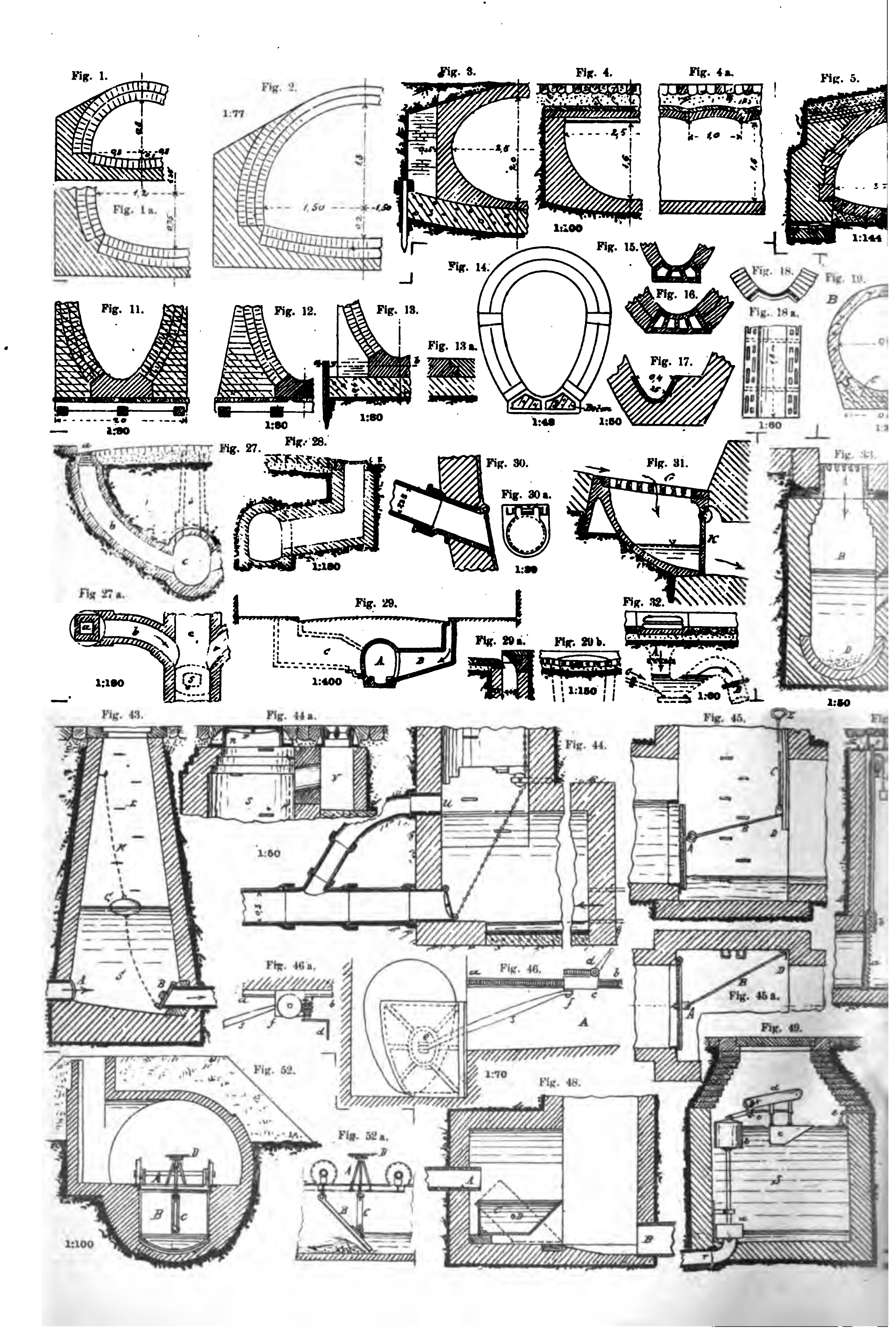


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
1:77
Fig. 3.
Fig. 4.
Fig. 4a.
Fig. 5.
1:100
1:144
Fig. 11.
1:80
Fig. 12.
1:80
Fig. 13.
1:80
Fig. 13a.
Fig. 14.
1:48
1:50
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18.
Fig. 18a.
1:60
Fig. 19.
Fig. 27.
Fig 27a.
1:180
Fig. 28.
1:180
Fig. 29.
1:400
Fig. 29a.
Fig. 29b.
1:150
Fig. 30.
Fig. 30a.
1:30
Fig. 31.
Fig. 32.
1:60
Fig. 33.
1:50
Fig. 43.
Fig. 44a.
Fig. 44.
1:50
Fig. 45.
Fig. 45a.
Fig. 46a.
Fig. 46.
1:70
Fig. 48.
Fig. 49.
Fig. 52.
1:100
Fig. 52a.

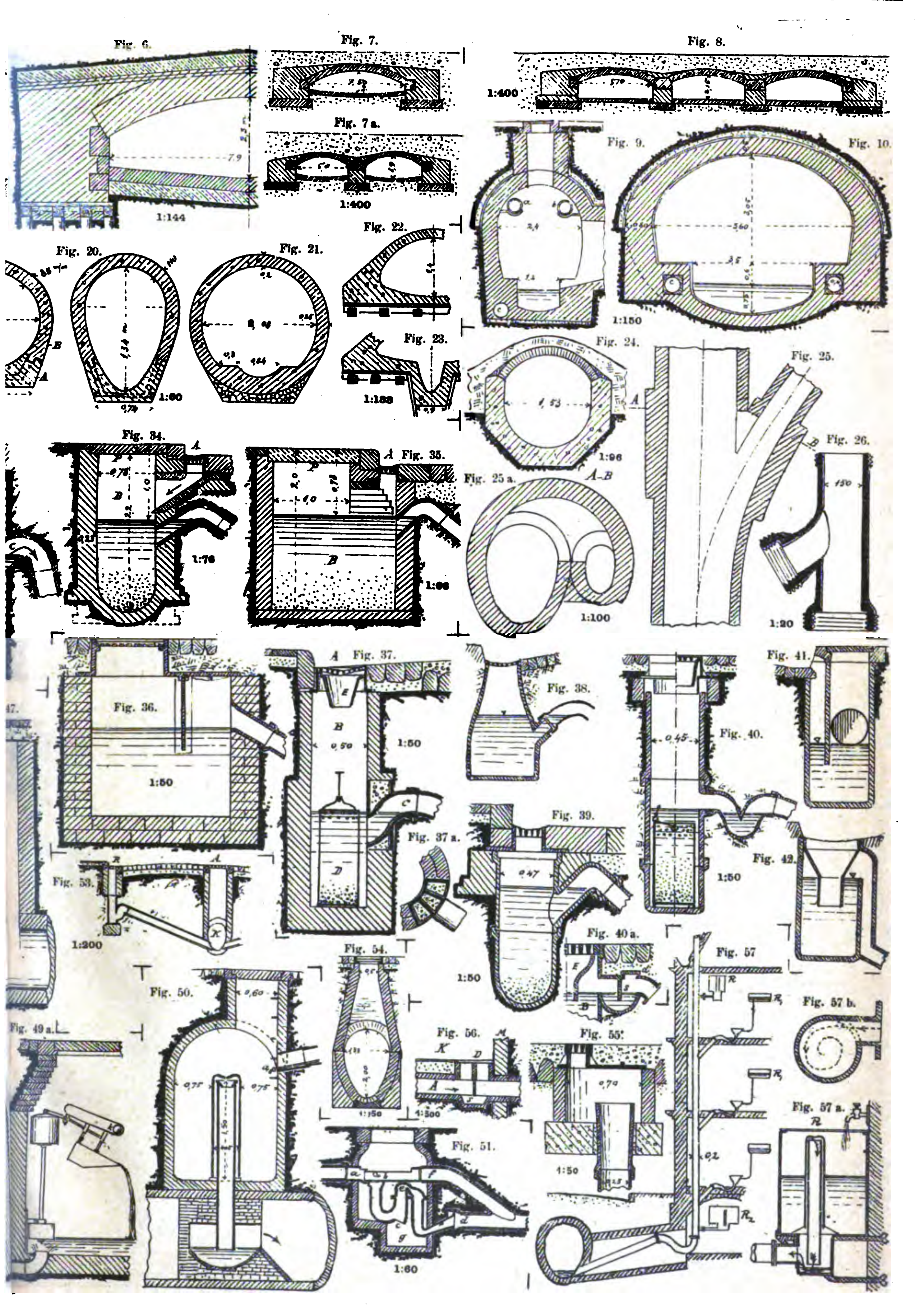


Fig. 6.
1:144
Fig. 7.
Fig. 7 a.
1:400
Fig. 8.
1:400
Fig. 9.
Fig. 10.
1:150
Fig. 20.
Fig. 21.
1:60
Fig. 22.
Fig. 23.
1:188
Fig. 24.
1:96
Fig. 25.
Fig. 25 a.
A–B
1:100
Fig. 26.
1:20
Fig. 34.
1:76
Fig. 35.
1:66
Fig. 36.
1:50
Fig. 37.
1:50
Fig. 37 a.
Fig. 38.
Fig. 39.
1:50
Fig. 40.
1:50
Fig. 40 a.
Fig. 41.
Fig. 42.
Fig. 53.
1:200
Fig. 49 a.
Fig. 50.
Fig. 54.
1:50
Fig. 56.
1:500
Fig. 51.
1:60
Fig. 55.
1:50
Fig. 57
Fig. 57 b.
Fig. 57 a.

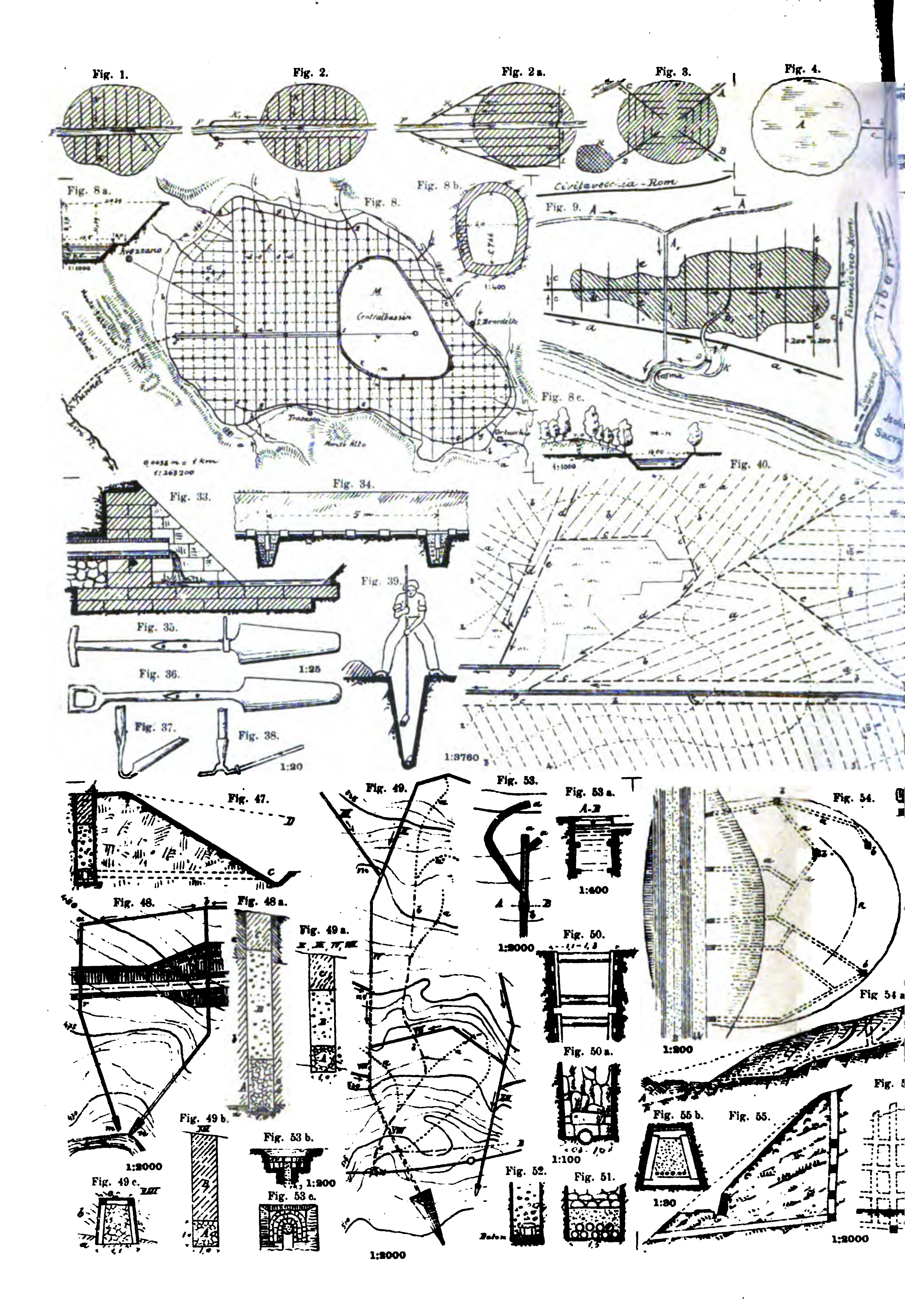
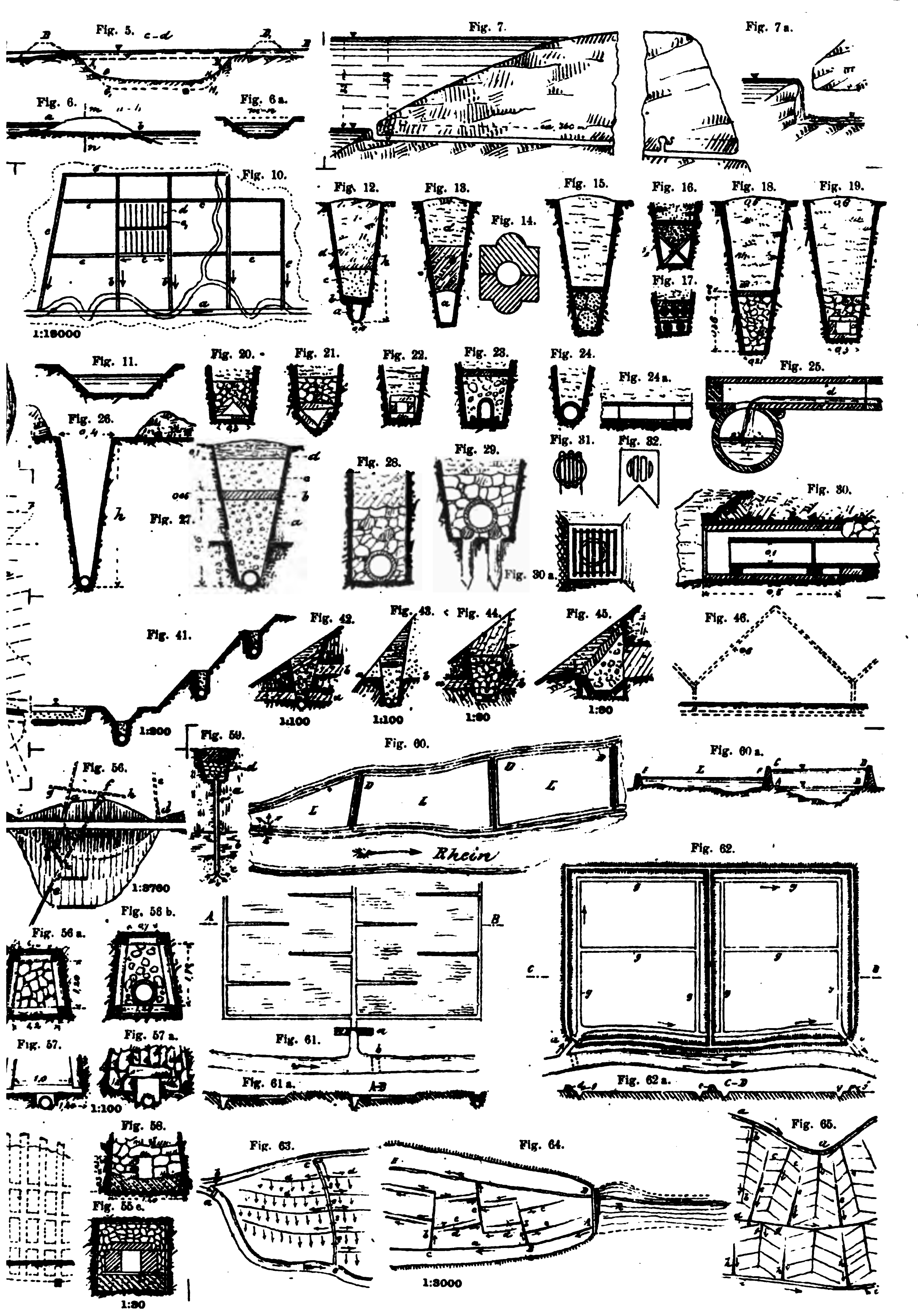
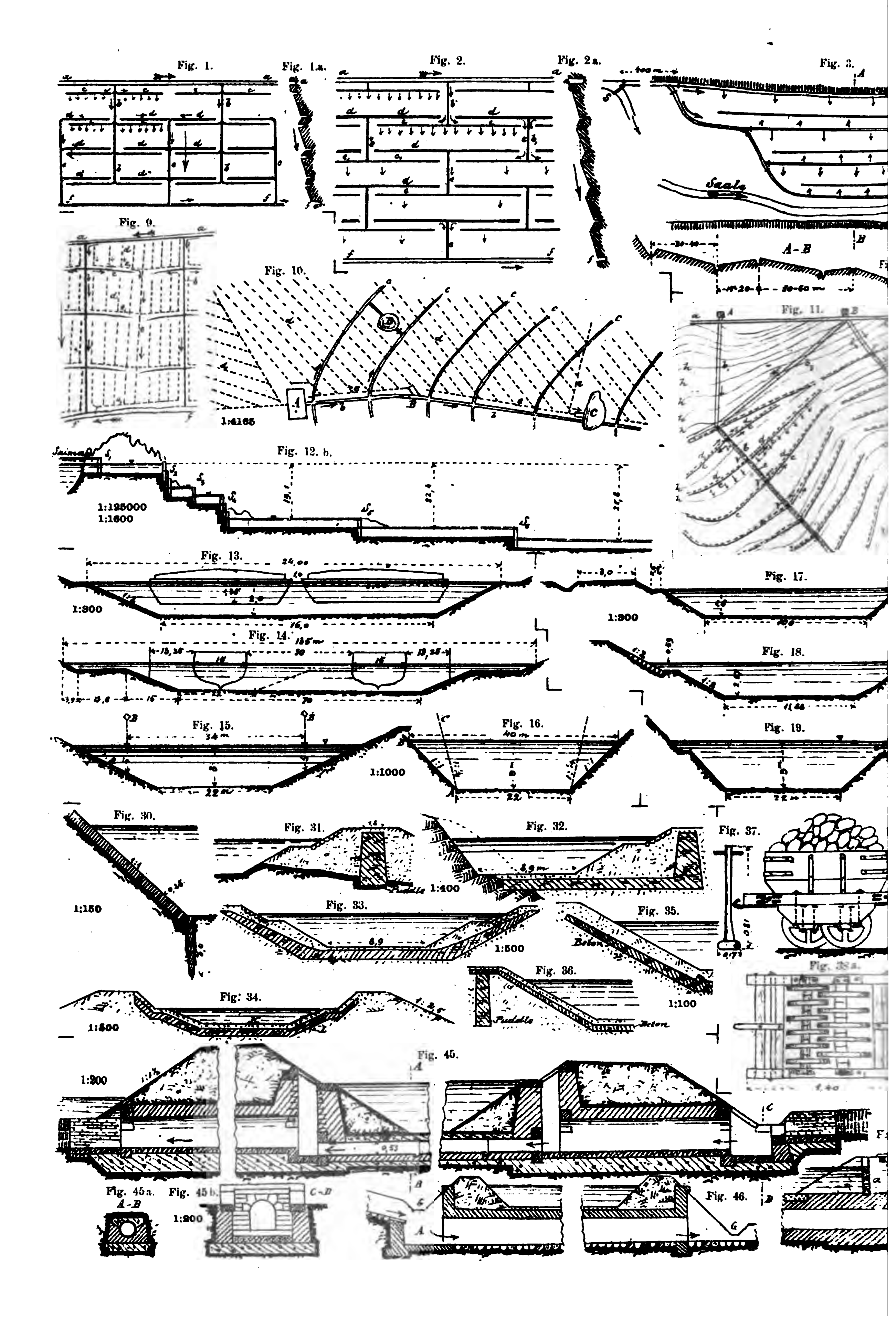
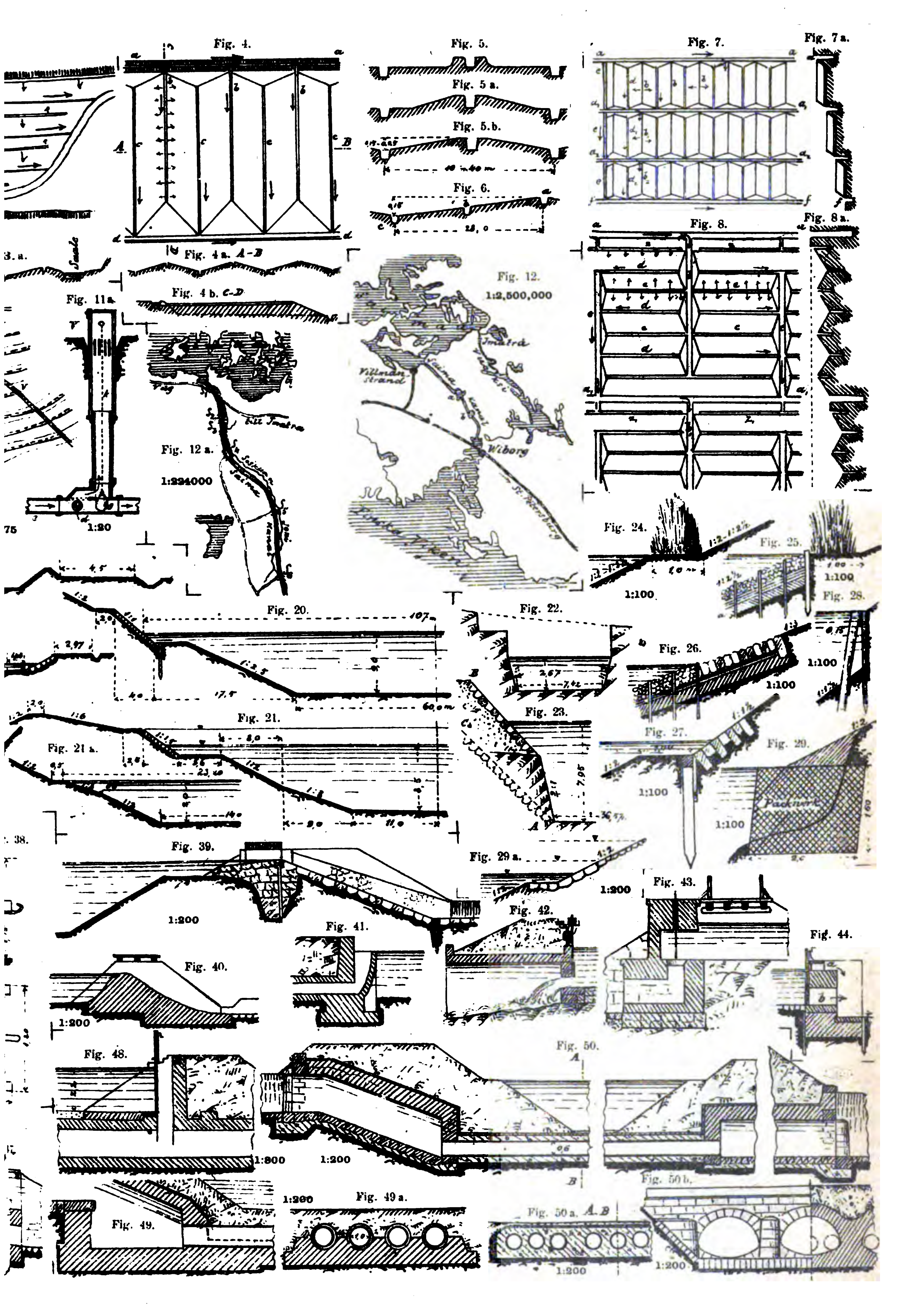
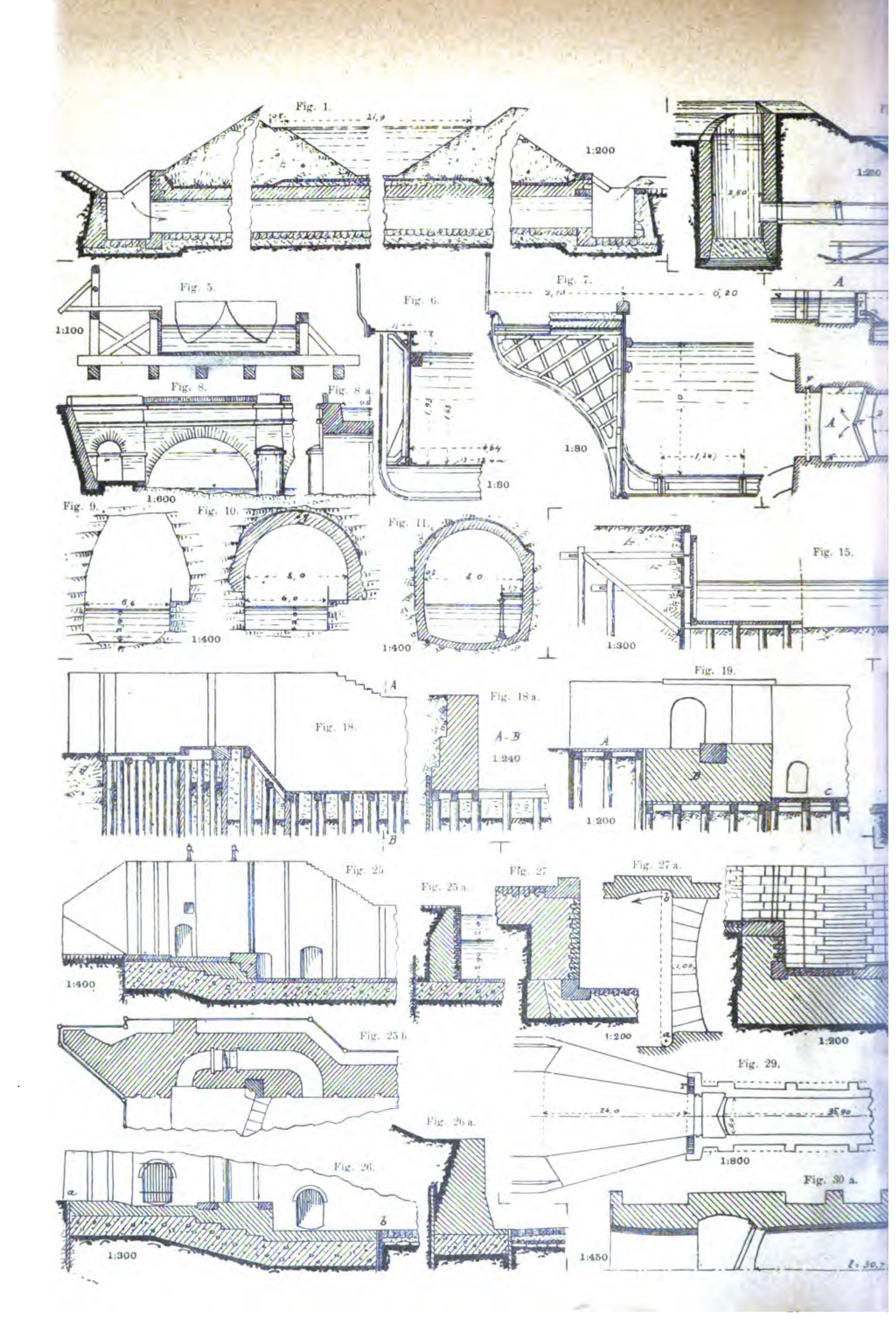


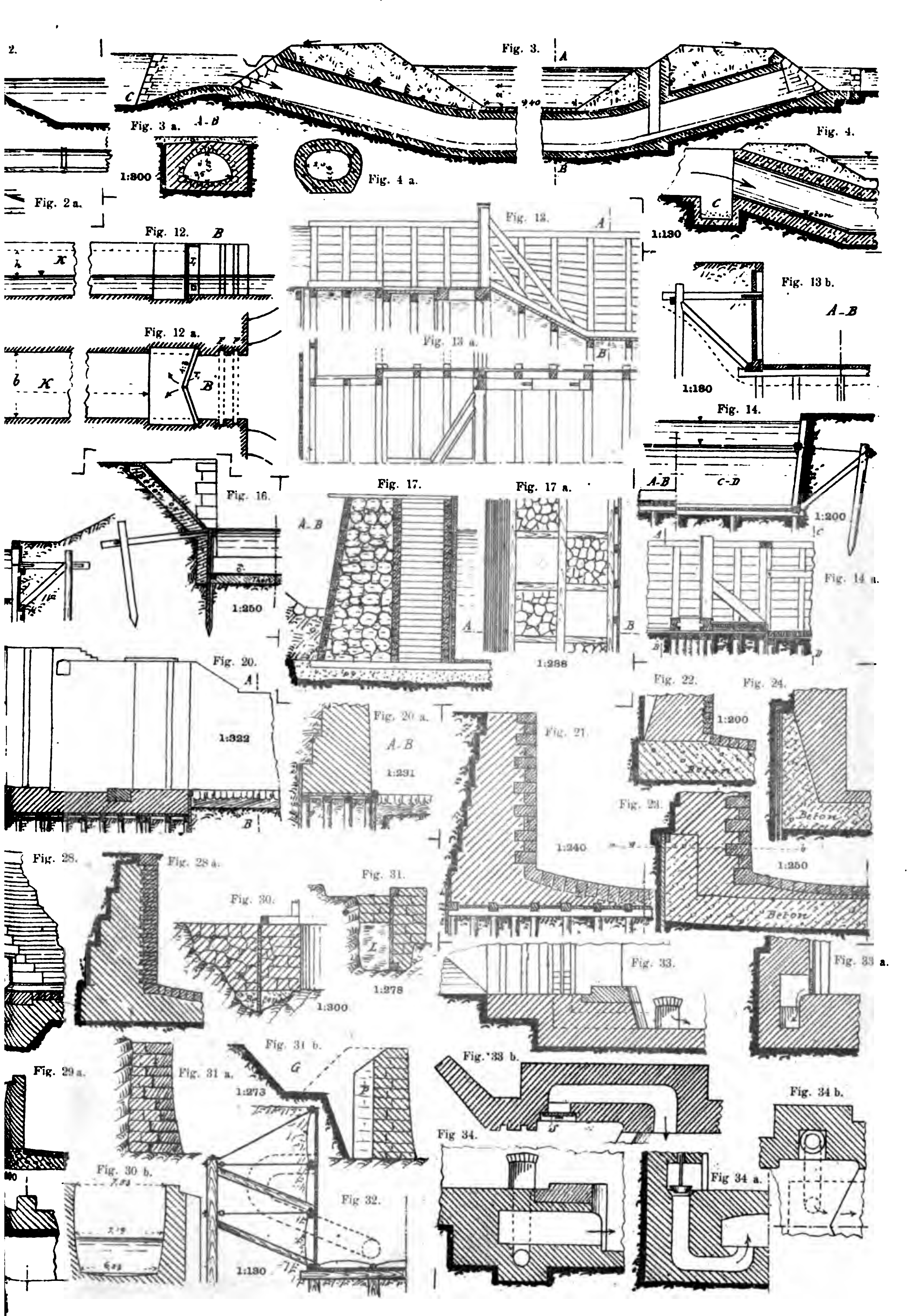
Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
Fig. 3.
Fig. 4.
Civitavecchia-Rom
Fig. 8 a.
Fig. 8.
Fig. 8 b.
Avezzano
Centralbassin
1:400
1:1000
Fig. 9.
Fiumicino-Rom
Tiber
Fig. 8 c.
Fig. 33.
Fig. 34.
5 m
Fig. 40.
Fig. 39.
Fig. 35.
1:25
Fig. 36.
Fig. 37.
Fig. 38.
1:20
1:3760
Fig. 47.
Fig. 49.
Fig. 53.
Fig. 53 a.
A-B
1:400
Fig. 54.
Fig. 48.
Fig. 48 a.
Fig. 49 a.
1:2000
Fig. 50.
Fig. 50 a.
1:200
Fig 54 a
1:100
Fig. 55 b.
Fig. 55.
Fig. 49 b.
Fig. 53 b.
1:200
Fig. 53 c.
1:2000
Fig. 49 c.
Fig. 52.
Fig. 51.
Beton
1:30
1:2000
1:2000


Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 6 a.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
Fig. 10.
1:18000
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18.
Fig. 19.
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 22.
Fig. 23.
Fig. 24.
Fig. 24 a.
Fig. 25.
Fig. 26.
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig. 29.
Fig. 30 a.
Fig. 30.
Fig. 31.
Fig. 32.
Fig. 41.
1:200
Fig. 42.
1:100
Fig. 43.
1:100
Fig. 44.
1:80
Fig. 45.
1:80
Fig. 46.
Fig. 56.
1:3750
Fig. 59.
Fig. 60.
Rhein
Fig. 60 a.
Fig. 56 a.
Fig. 56 b.
Fig. 61.
Fig. 61 a.
Fig. 62.
Fig. 62 a.
Fig. 57.
1:100
Fig. 57 a.
Fig. 58.
Fig. 55 c.
1:80
Fig. 63.
Fig. 64.
1:3000
Fig. 65.


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
Fig. 2a.
Fig. 3.
Saale
A-B
Fig. 9.
Fig. 10.
1:4165
Fig. 11.
Fig. 12. b.
1:125000
1:1600
Fig. 13.
1:300
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
1:1000
Fig. 17.
1:300
Fig. 18.
Fig. 19.
Fig. 30.
1:150
Fig. 31.
Pudde
1:400
Fig. 32.
Fig. 33.
1:500
Fig. 35.
Beton
1:100
Fig. 36.
Pudde
Beton
Fig. 37.
Fig. 34.
1:500
Fig. 45.
1:200
Fig. 45a.
A-B
Fig. 45b.
C-D
1:200
Fig. 46.


Fig. 4.
Fig. 4 a. A-B
Fig. 4 b. C-D
Fig. 5.
Fig. 5 a.
Fig. 5.b.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
Fig. 8.
Fig. 8 a.
Fig. 11 a.
1:20
Fig. 12.
1:2,500,000
Imatra
Wiborg
Fig. 12 a.
1:224000
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 21 a.
Fig. 22.
Fig. 23.
Fig. 24.
1:100
Fig. 25.
Fig. 26.
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig. 29.
Packwerk
Fig. 29 a.
Fig. 39.
1:200
Fig. 40.
Fig. 41.
Fig. 42.
Fig. 43.
Fig. 44.
Fig. 48.
1:800
Fig. 49.
Fig. 49 a.
Fig. 50.
Fig. 50 a. A.B
Fig. 50 b.


Fig. 1.
21,9
1:200
1:250
2,50
Fig. 5.
1:100
Fig. 6.
Fig. 7.
6,20
Fig. 8.
Fig. 8 a.
1:80
1:80
1:600
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
6,6
8,0
6,0
1:400
1:400
Fig. 15.
1:300
Fig. 18.
A
B
Fig. 18 a.
A-B
1:240
Fig. 19.
A
B
C
1:200
Fig. 25
Fig. 25 a.
Fig. 27
Fig. 27 a.
1:400
1:200
1:200
Fig. 25 b.
Fig. 29.
24,0
1:800
Fig. 26 a.
Fig. 26.
a
b
1:300
Fig. 30 a.
1:450


Fig. 2 a.
Fig. 3.
Fig. 3 a. A-B
1:300
Fig. 4.
Fig. 4 a.
1:130
Beton
Fig. 12.
Fig. 12 a.
Fig. 13.
Fig. 13 a.
Fig. 13 b.
A-B
1:180
Fig. 14.
C-D
1:200
Fig. 14 a.
Fig. 16.
1:250
Fig. 17.
Fig. 17 a.
1:288
Fig. 20.
1:322
Fig. 20 a.
1:231
Fig. 21.
1:240
Fig. 22.
1:200
Fig. 23.
1:250
Fig. 24.
Fig. 28.
Fig. 28 a.
Fig. 29 a.
Fig. 30.
1:300
Fig. 30 b.
Fig. 31.
1:278
Fig. 31 a.
Fig. 31 b.
1:273
Fig. 32.
1:130
Fig. 33.
Fig. 33 a.
Fig. 33 b.
Fig 34.
Fig 34 a.
Fig. 34 b.

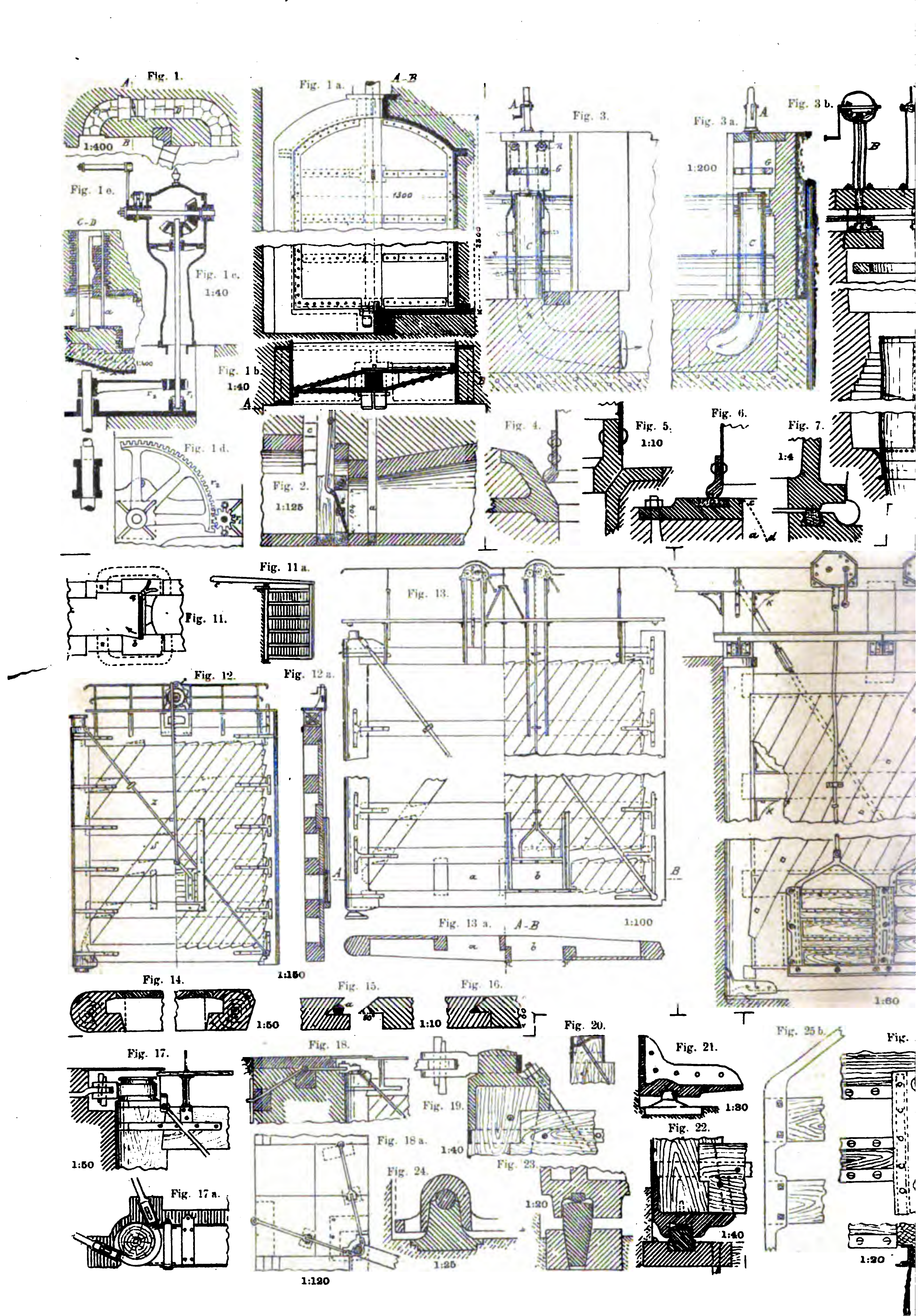
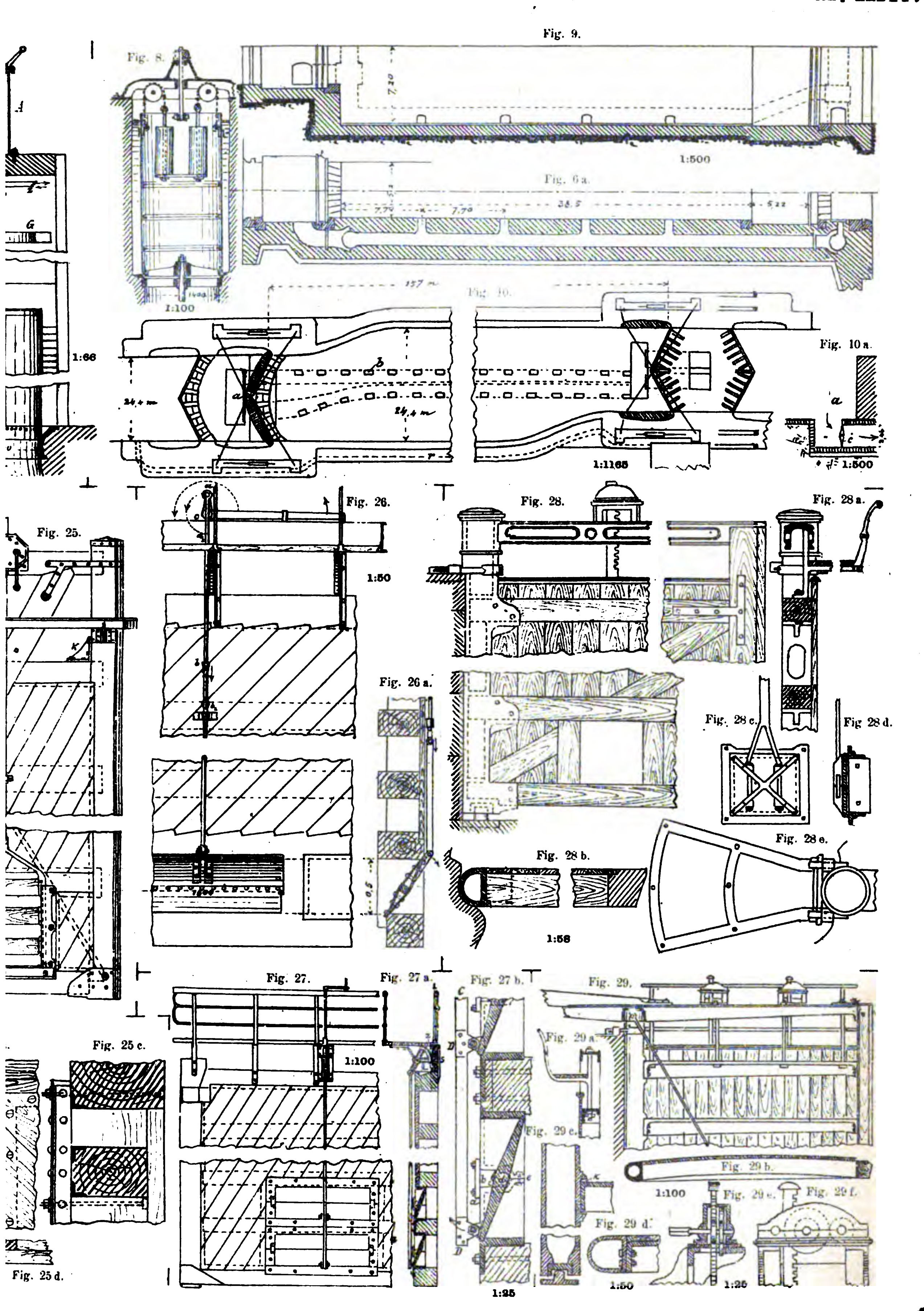


Fig. 1.
1:400
Fig. 1 e.
C-D
Fig. 1 c.
1:40
Fig. 1 a.
A-B
1300
Fig. 1 b.
1:40
Fig. 1 d.
Fig. 2.
1:125
Fig. 3.
Fig. 3 a.
1:200
Fig. 3 b.
Fig. 4.
Fig. 5.
1:10
Fig. 6.
Fig. 7.
1:4
Fig. 11 a.
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 12 a.
Fig. 13.
Fig. 13 a.
A-B
1:100
1:150
1:60
Fig. 14.
1:50
Fig. 15.
Fig. 16.
1:10
Fig. 17.
1:50
Fig. 17 a.
Fig. 18.
Fig. 18 a.
1:120
Fig. 19.
1:40
Fig. 20.
Fig. 21.
1:30
Fig. 22.
1:40
Fig. 23.
1:20
Fig. 24.
1:25
Fig. 25 b.
1:20


Fig. 8.
1:100
Fig. 9.
1:500
Fig. 6 a.
Fig. 10.
157 m
24,4 m
1:66
Fig. 10 a.
1:500
1:1165
Fig. 25.
Fig. 26.
1:50
Fig. 26 a.
Fig. 28.
Fig. 28 a.
Fig. 28 c.
Fig 28 d.
Fig. 28 e.
Fig. 28 b.
1:56
Fig. 27.
1:100
Fig. 27 a.
Fig. 27 b.
Fig. 29.
Fig. 29 a.
Fig. 29 c.
Fig. 29 b.
1:100
Fig. 29 e.
Fig. 29 f.
Fig. 29 d.
1:50
1:25
1:25
Fig. 25 c.
Fig. 25 d.

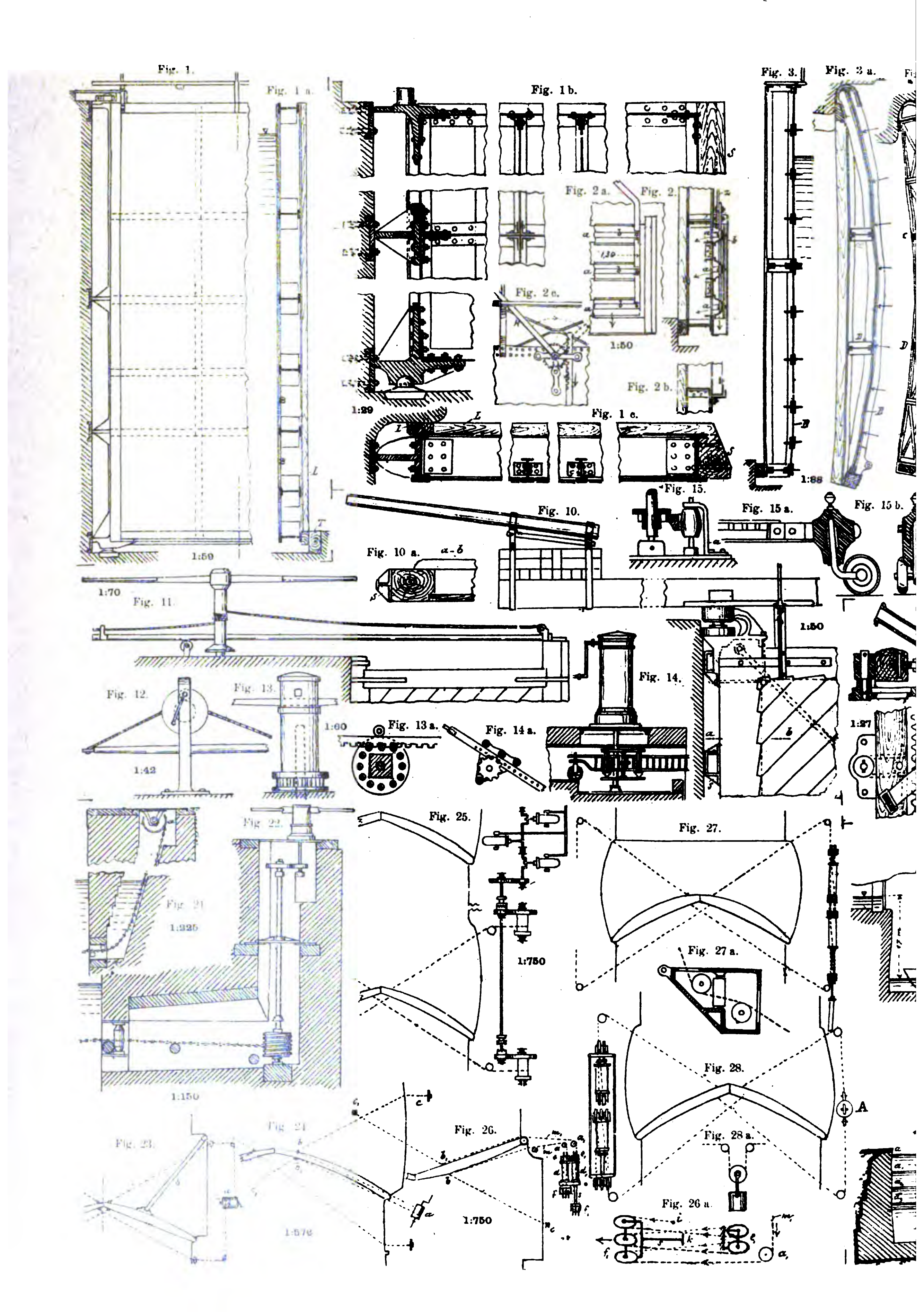
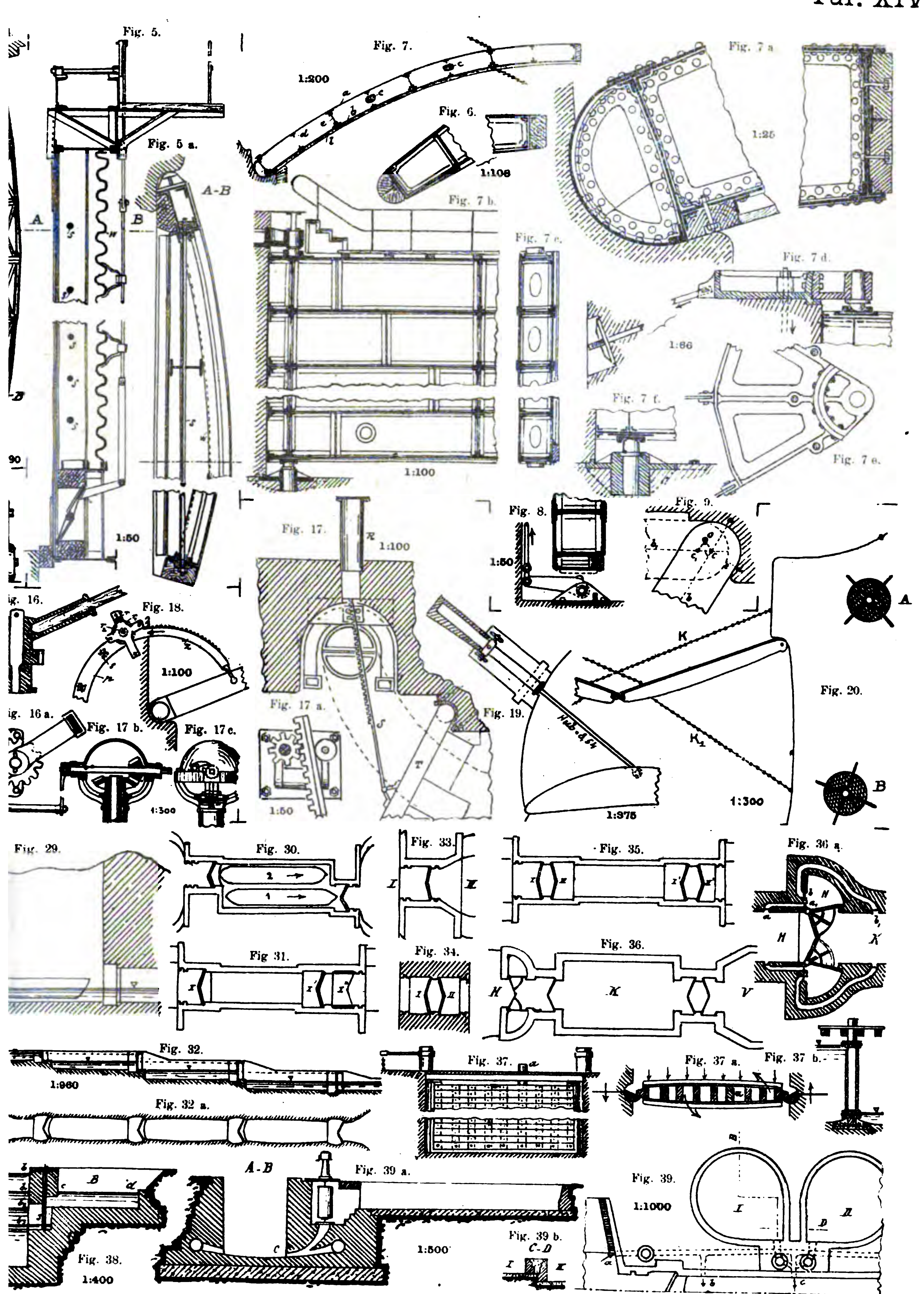
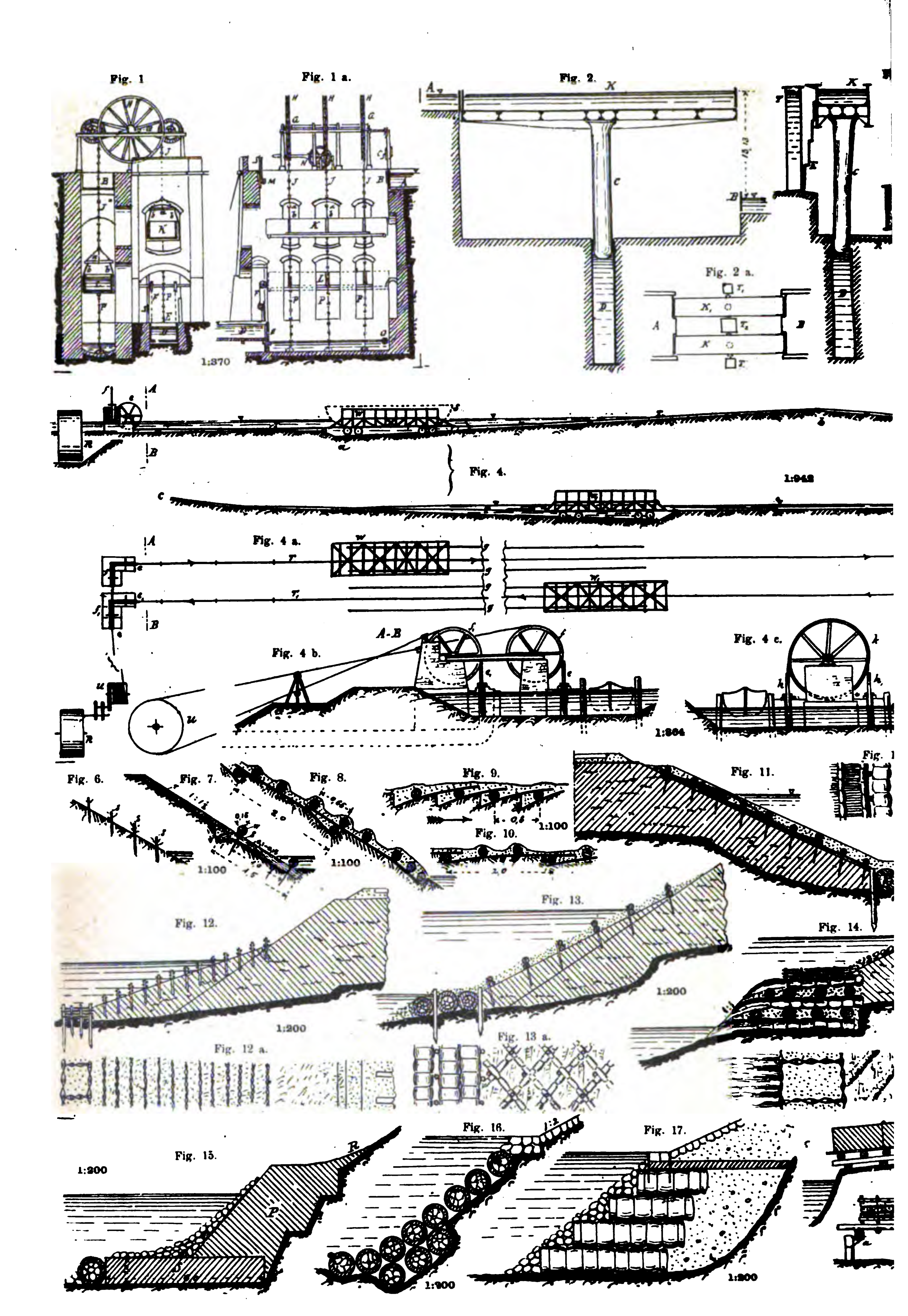
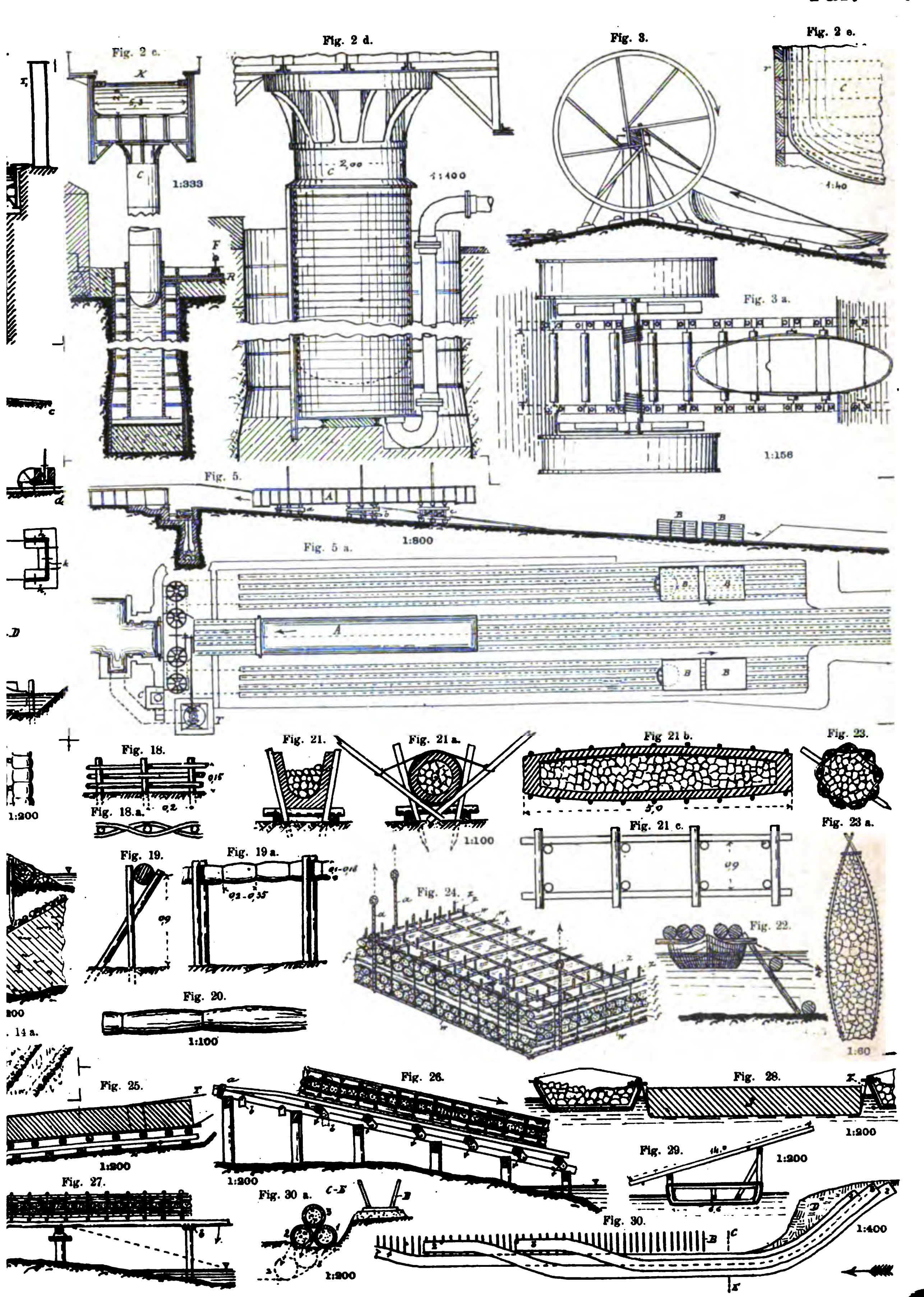


Fig. 1.
Fig. 1 a.
1:50
Fig. 1 b.
Fig. 2 a.
Fig. 2.
Fig. 2 c.
1:50
Fig. 2 b.
1:29
Fig. 1 c.
Fig. 3.
Fig. 3 a.
1:88
Fig. 15.
Fig. 10.
Fig. 15 a.
Fig. 15 b.
Fig. 10 a.
1:70
Fig. 11.
1:50
Fig. 14.
Fig. 12.
Fig. 13.
1:60
Fig. 13 a.
Fig. 14 a.
1:42
1:27
Fig. 22.
Fig. 25.
Fig. 27.
Fig. 21.
1:325
1:750
Fig. 27 a.
1:150
Fig. 28.
Fig. 26.
Fig. 23.
Fig. 24.
Fig. 28 a.
1:750
1:576
Fig. 26 a.


Fig. 5.
Fig. 5 a.
A-B
A
B
1:50
Fig. 7.
1:200
Fig. 6.
1:108
Fig. 7 a.
1:25
Fig. 7 b.
Fig. 7 c.
Fig. 7 d.
1:66
Fig. 7 f.
Fig. 7 e.
1:100
Fig. 17.
1:100
Fig. 8.
1:50
Fig. 9.
Fig. 16.
Fig. 18.
1:100
Fig. 17 a.
1:50
Fig. 19.
1:375
K
K1
Fig. 20.
1:300
A
B
Fig. 16 a.
Fig. 17 b.
Fig. 17 c.
1:300
Fig. 29.
Fig. 30.
Fig. 31.
Fig. 33.
Fig. 34.
Fig. 35.
Fig. 36.
Fig. 36 a.
Fig. 32.
1:960
Fig. 32 a.
Fig. 37.
Fig. 37 a.
Fig. 37 b.
A-B
Fig. 39 a.
1:500
Fig. 39 b.
C-D
Fig. 38.
1:400
Fig. 39.
1:1000


Fig. 1
Fig. 1 a.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
1:370
Fig. 4.
1:942
Fig. 4 a.
Fig. 4 b.
A-B
Fig. 4 c.
1:264
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
1:100
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
1:200
Fig. 12 a.
Fig. 13 a.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.


Fig. 2 c.
1:333
Fig. 2 d.
2,00
1:400
Fig. 3.
Fig. 2 e.
1:40
Fig. 3 a.
1:156
Fig. 5.
A
1:800
B
Fig. 5 a.
Fig. 18.
Fig. 18. a.
1:200
Fig. 21.
Fig. 21 a.
1:100
Fig. 21 b.
5,0
Fig. 23.
Fig. 21 c.
Fig. 23 a.
Fig. 19.
Fig. 19 a.
Fig. 24.
Fig. 22.
Fig. 20.
1:100
1:60
Fig. 25.
1:200
Fig. 26.
1:200
Fig. 28.
1:200
Fig. 29.
1:200
Fig. 27.
Fig. 30 a.
1:200
Fig. 30.
1:400

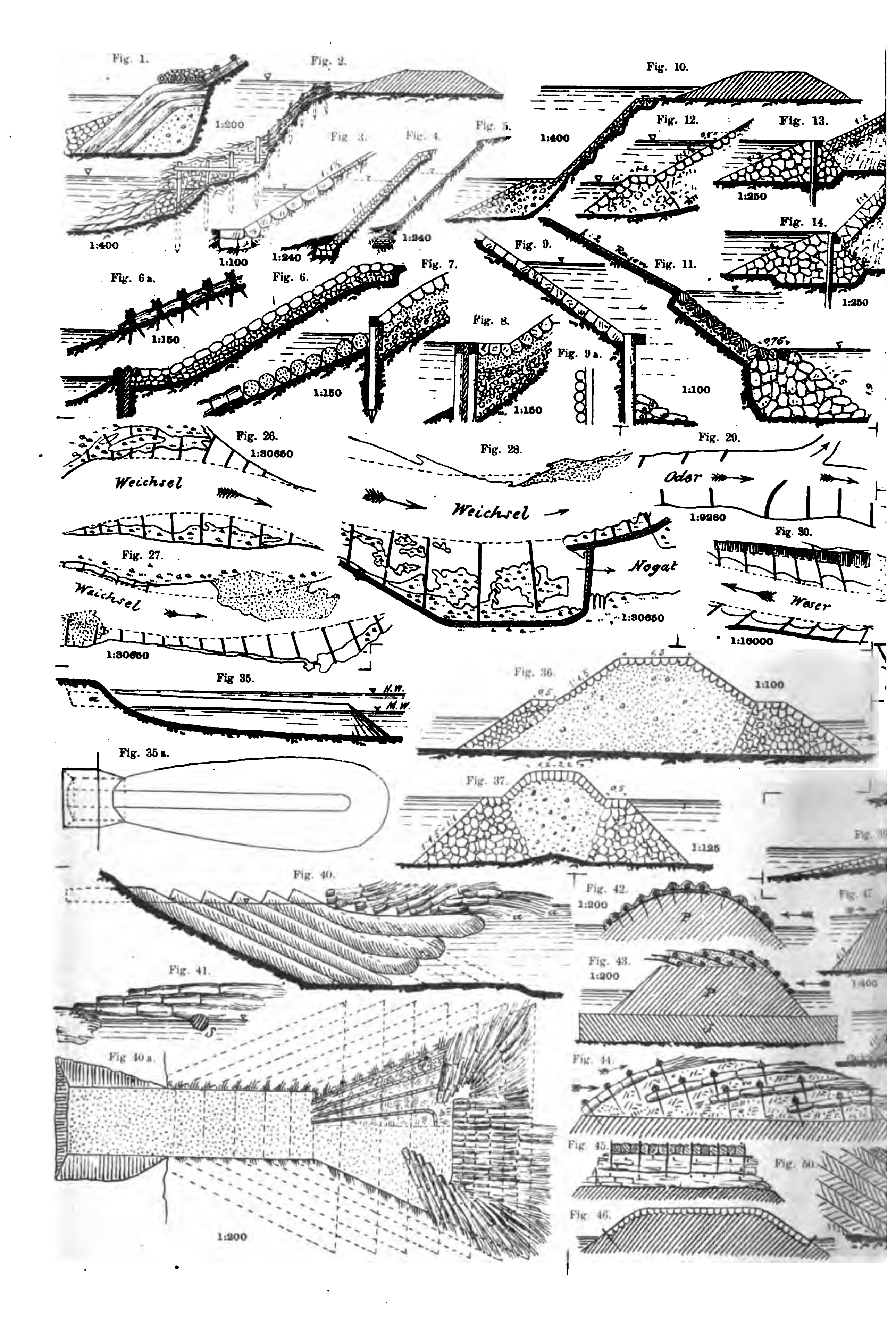
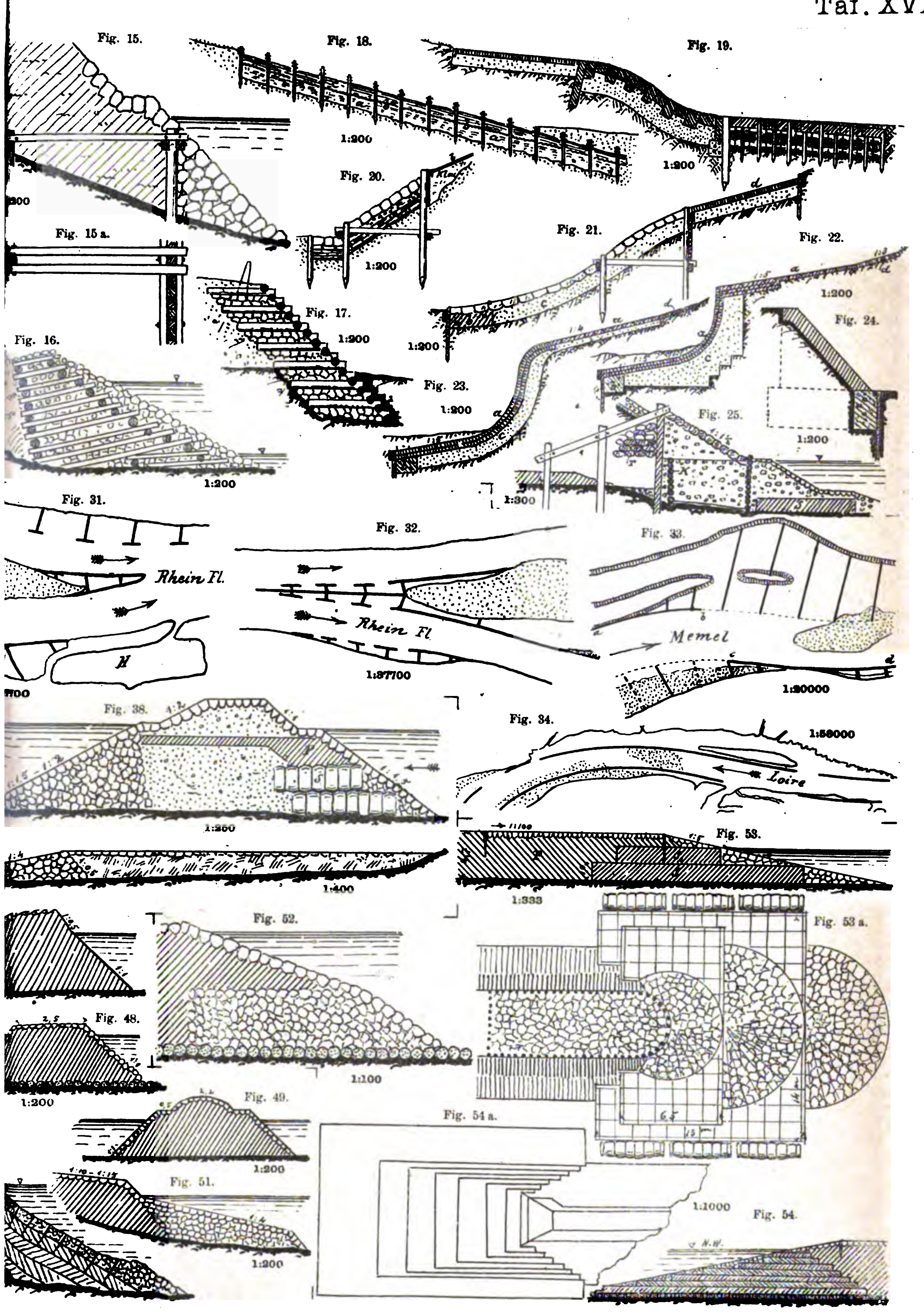
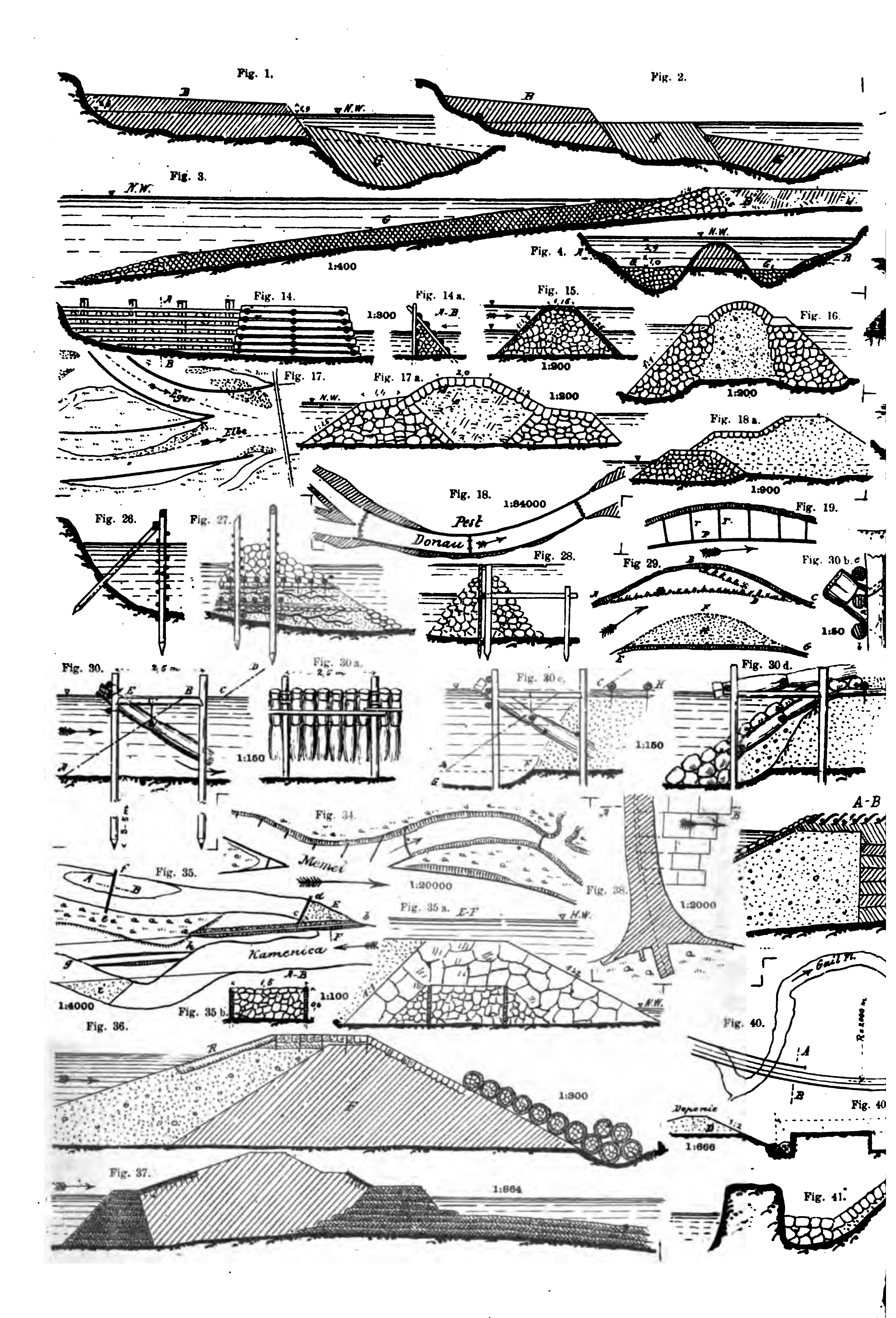
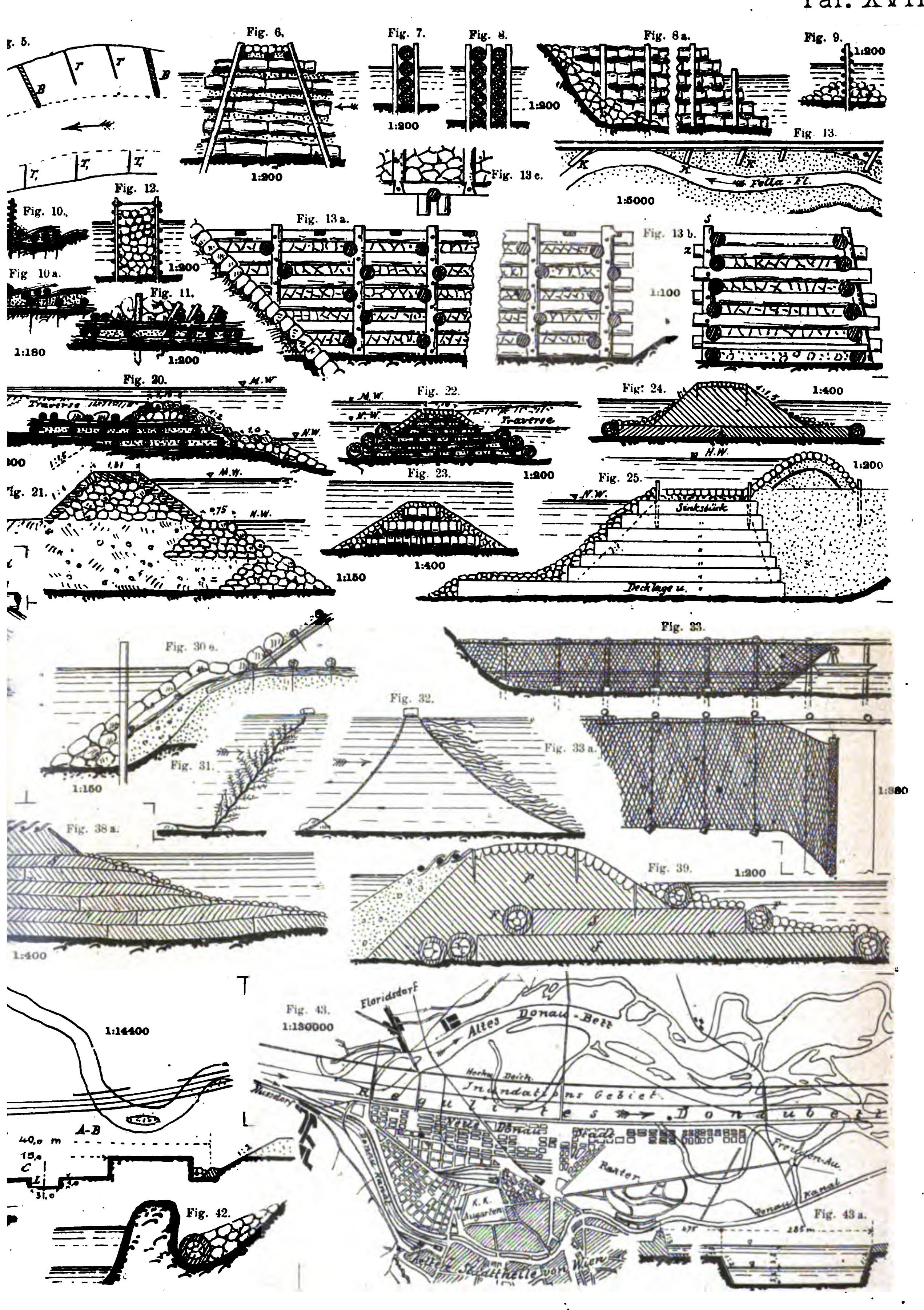


Fig. 1.
Fig. 2.
1:200
Fig. 3.
Fig. 4.
Fig. 5.
1:400
1:100
1:240
1:240
Fig. 10.
1:400
Fig. 12.
Fig. 13.
1:250
Fig. 14.
1:250
Fig. 9.
Fig. 11.
Fig. 6 a.
1:150
Fig. 6.
Fig. 7.
1:150
Fig. 8.
1:150
Fig. 9 a.
1:100
Fig. 26.
1:30650
Weichsel
Fig. 28.
Weichsel
Fig. 29.
Oder
1:9260
Fig. 30.
Fig. 27.
Weichsel
Nogat
1:30650
Weser
1:16000
1:30650
Fig 35.
H.W.
M.W.
Fig. 36.
1:100
Fig. 35 a.
Fig. 37.
1:125
Fig. 40.
Fig. 42.
1:200
Fig. 41.
Fig. 43.
1:200
1:400
Fig 40 a.
Fig. 44.
Fig. 45.
Fig. 50.
Fig. 46.
1:200


Fig. 15.
Fig. 15 a.
Fig. 16.
1:200
Fig. 17.
1:200
Fig. 18.
1:200
Fig. 19.
1:200
Fig. 20.
1:200
Fig. 21.
1:200
Fig. 22.
1:200
Fig. 23.
1:200
Fig. 24.
1:200
Fig. 25.
1:300
Fig. 31.
Rhein Fl.
Fig. 32.
Rhein Fl.
1:37700
Fig. 33.
Memel
1:20000
Fig. 34.
Loire
1:56000
Fig. 38.
1:250
1:400
1:333
Fig. 48.
1:200
Fig. 49.
1:200
Fig. 51.
1:200
Fig. 52.
1:100
Fig. 53.
Fig. 53 a.
Fig. 54 a.
1:1000
Fig. 54.
N.W.


Fig. 1.
N.W.
Fig. 2.
Fig. 3.
N.W.
1:400
Fig. 4.
N.W.
Fig. 14.
1:300
Fig. 14 a.
A-B
Fig. 15.
1:200
Fig. 16.
1:200
Fig. 17.
Eger
Elbe
Fig. 17 a.
N.W.
1:200
Fig. 18 a.
1:900
Fig. 18.
1:84000
Pest
Donau
Fig. 19.
Fig. 26.
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig 29.
Fig. 30 b. c
1:50
Fig. 30.
2,5 m
Fig. 30 a.
2,5 m
1:150
Fig. 30 c.
1:150
Fig. 30 d.
A-B
Fig. 34.
Memel
1:20000
Fig. 35.
Fig. 38.
1:2000
Fig. 35 a. E-F
H.W.
Kamenica
A-B
1:100
1:4000
Fig. 35 b.
N.W.
Fig. 36.
Fig. 40.
Gail Fl.
1:300
Fig. 40
Deponie
1:666
Fig. 37.
1:864
Fig. 41.


Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 8 a.
Fig. 9.
1:200
Fig. 13.
Fella-Fl.
1:5000
Fig. 13 c.
Fig. 10.
Fig. 10 a.
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 13 a.
Fig. 13 b.
1:100
1:180
Fig. 20.
M.W.
Traverse
N.W.
Fig. 21.
Fig. 22.
Fig. 23.
1:150
1:400
Fig. 24.
Fig. 25.
H.W.
Sinkstück
Decklage u.
Fig. 30 a.
Fig. 31.
Fig. 32.
Fig. 33.
Fig. 33 a.
1:380
Fig. 38 a.
Fig. 39.
1:14400
A-B
Fig. 42.
Fig. 43.
1:130000
Floridsdorf
Altes Donau-Bett
Hochw. Deich
Inundations Gebiet
Reguliertes Donaubett
Nussdorf
Neue Donau Stadt
Prater
Freuden-Au
Donau Kanal
K. K. Augarten
Fig. 43 a.

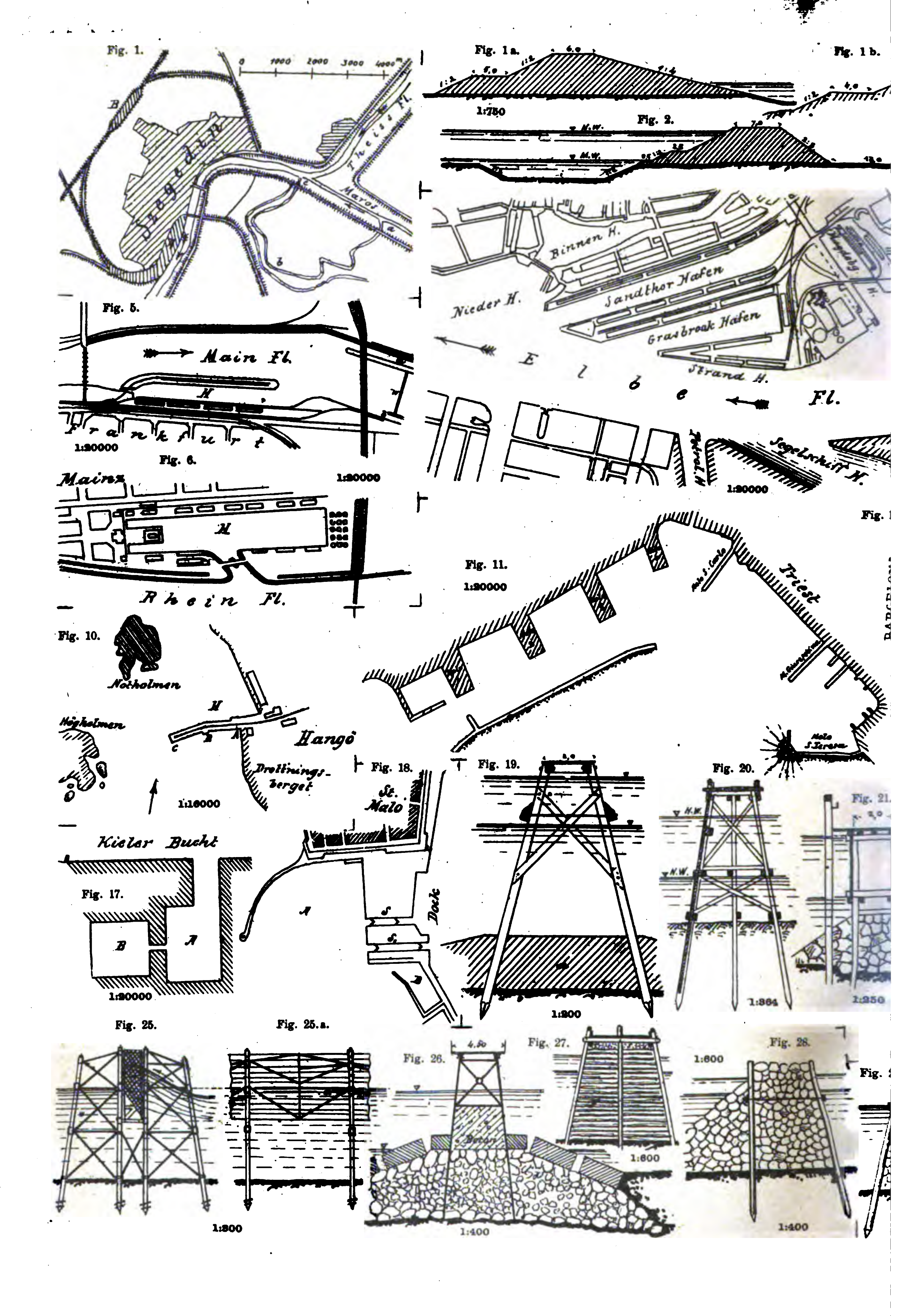


Fig. 1.
Szegedin
Theiss Fl.
Maros
Fig. 1a.
1:750
Fig. 1b.
Fig. 2.
Binnen H.
Nieder H.
Sandthor Hafen
Grasbrook Hafen
Strand H.
Elbe Fl.
Segelschiff H.
1:20000
Fig. 5.
Main Fl.
Frankfurt
1:20000
Fig. 6.
Mainz
Rhein Fl.
1:20000
Fig. 10.
Notholmen
Högholmen
Hangö
Drottningsberget
1:16000
Fig. 11.
1:20000
Triest
Molo S. Teresa
Fig. 17.
Kieler Bucht
1:20000
Fig. 18.
St. Malo
Dock
Fig. 19.
1:200
Fig. 20.
1:364
Fig. 21.
1:250
Fig. 25.
1:300
Fig. 25.a.
Fig. 26.
Beton
1:400
Fig. 27.
1:600
Fig. 28.
1:600
1:400

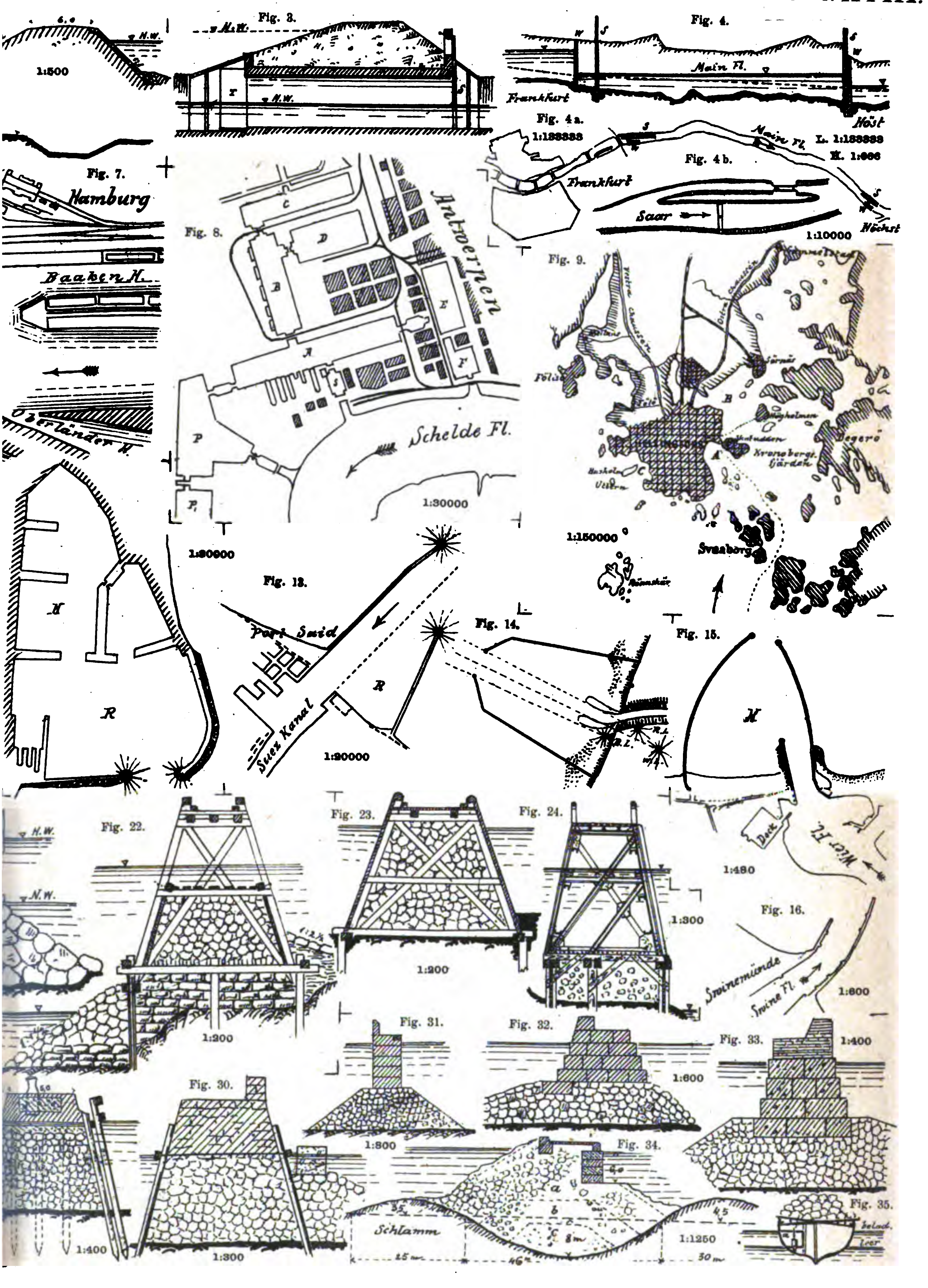
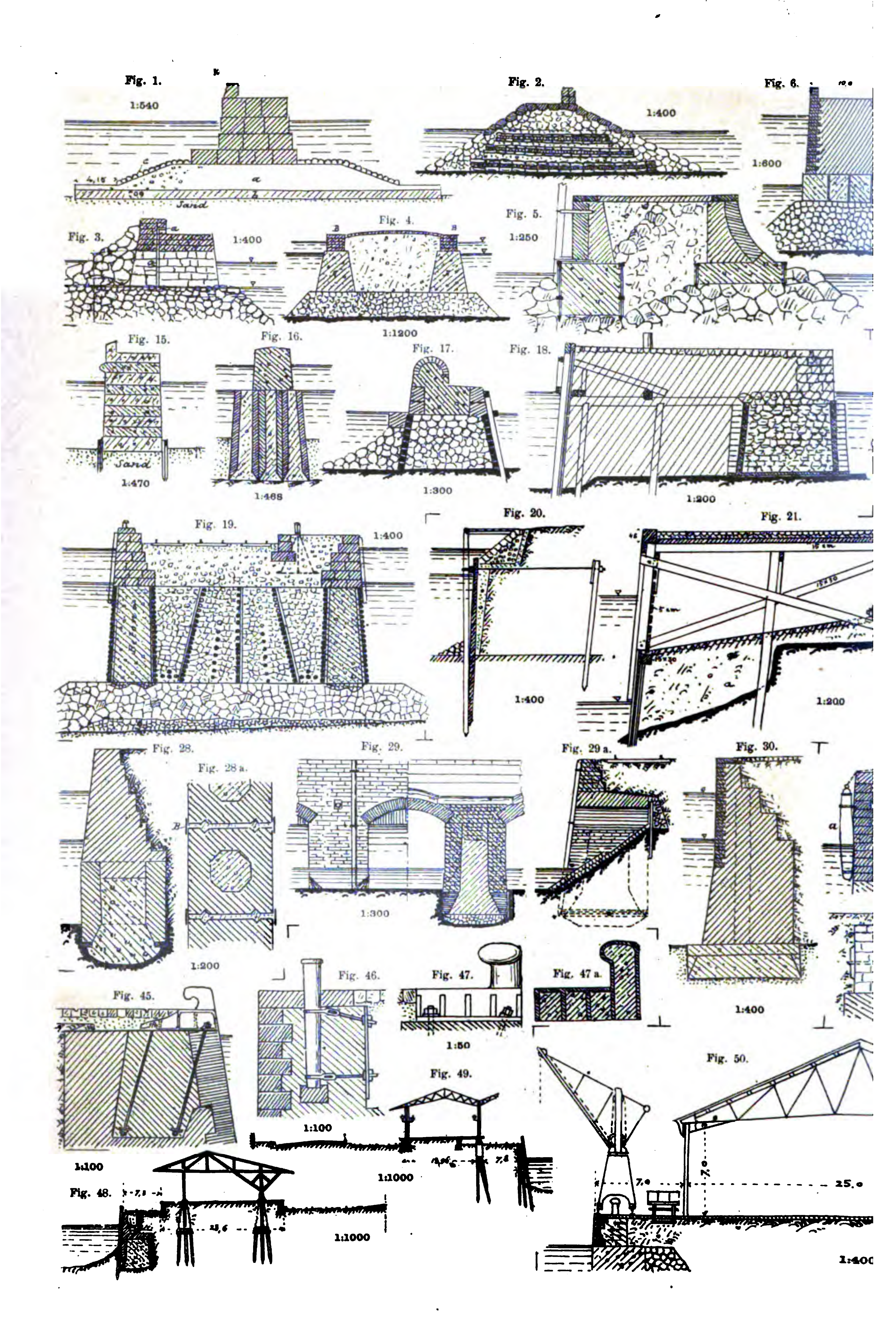


Fig. 3.
Fig. 4.
Main Fl.
Frankfurt
Fig. 4a.
1:133333
Fig. 4b.
Höchst
Saar
1:10000
1:500
Fig. 7.
Hamburg
Baaken H.
Oberländer H.
Fig. 8.
Antwerpen
Schelde Fl.
1:30000
Fig. 9.
Svaaborg
1:150000
1:20000
Fig. 13.
Port Said
Suez Kanal
1:20000
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 22.
1:200
Fig. 23.
1:200
Fig. 24.
1:300
1:480
Fig. 16.
Swinemünde
Swine Fl.
1:600
Fig. 31.
1:800
Fig. 32.
1:600
Fig. 33.
1:400
Fig. 30.
1:400
1:300
Fig. 34.
Schlamm
1:1250
Fig. 35.


Fig. 1.
1:540
Sand
Fig. 2.
1:400
Fig. 6.
1:600
Fig. 3.
1:400
Fig. 4.
Fig. 5.
1:250
1:1200
Fig. 15.
1:470
Fig. 16.
1:468
Fig. 17.
1:300
Fig. 18.
1:200
Fig. 19.
1:400
Fig. 20.
1:400
Fig. 21.
1:200
Fig. 28.
Fig. 28 a.
1:200
Fig. 29.
1:300
Fig. 29 a.
Fig. 30.
1:400
Fig. 45.
1:100
Fig. 46.
1:100
Fig. 47.
Fig. 47 a.
1:50
Fig. 49.
1:1000
Fig. 48.
1:1000
Fig. 50.
25,0
1:400

Taf. XIX.

Fig. 7. 100 t Sand

Fig. 8. 1:468 1:468 50 t

Fig. 9. 1:468 Beton 1:7 Beton 1:4

Fig. 11. 1:1200

Fig. 12. 1:400 13,5

Fig. 13. 1:400

Fig. 1:400

Fig. 14. 1:600 H.W. N.W.

Fig. 22. 1:200

Fig. 23. 1:210

Fig. 24. 1:180 N.W.

Fig. 25. 1:400 7,0 2,5

Fig. 26. 1:400 5,15 1,75

Fig. 27. 3,75 8,5 1:400

Fig. 31. 1:150

Fig. 32. 1:150

Fig. 33. 1:200

Fig. 34. 1:50

Fig. 35. 1:30

Fig. 36. 1:100

Fig. 37. Fig. 37 a. Fig. 37 b. 1:100

Fig. 38. 1:100

Fig. 39. 1:100

Fig. 40. 1:100

Fig. 41. 1:100

Fig. 41 a. 1:200 2,0

Fig. 42. 1:200

Fig. 43. Fig. 43 a. 1:150

Fig. 44. 1:50

Fig. 51 b. Innere Albert Dock Äussere 1:20000

1:540

Fig. 51. D-E

Fig. 51 a. Albert Dock A B C D E 1. 2. 1:31600

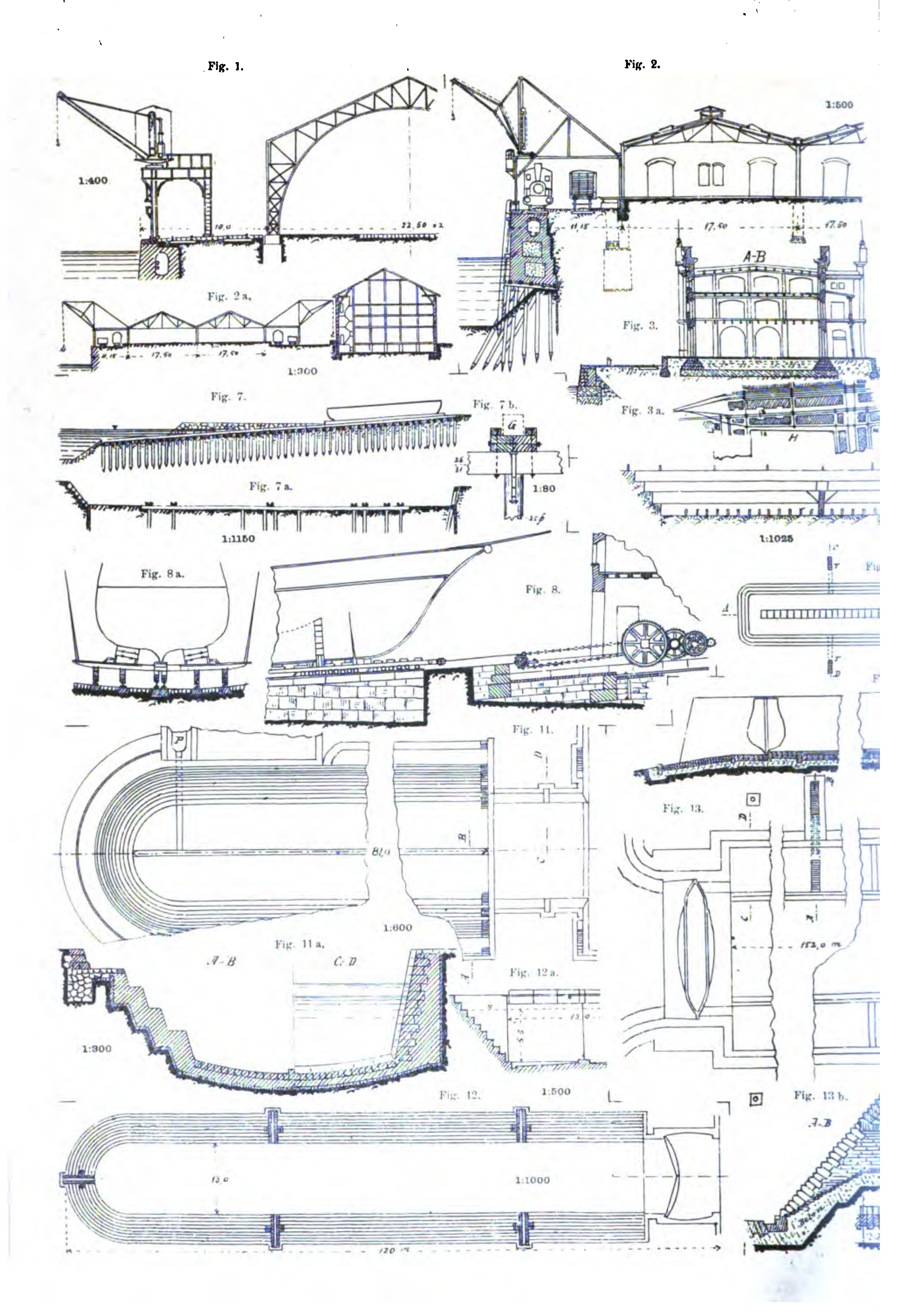
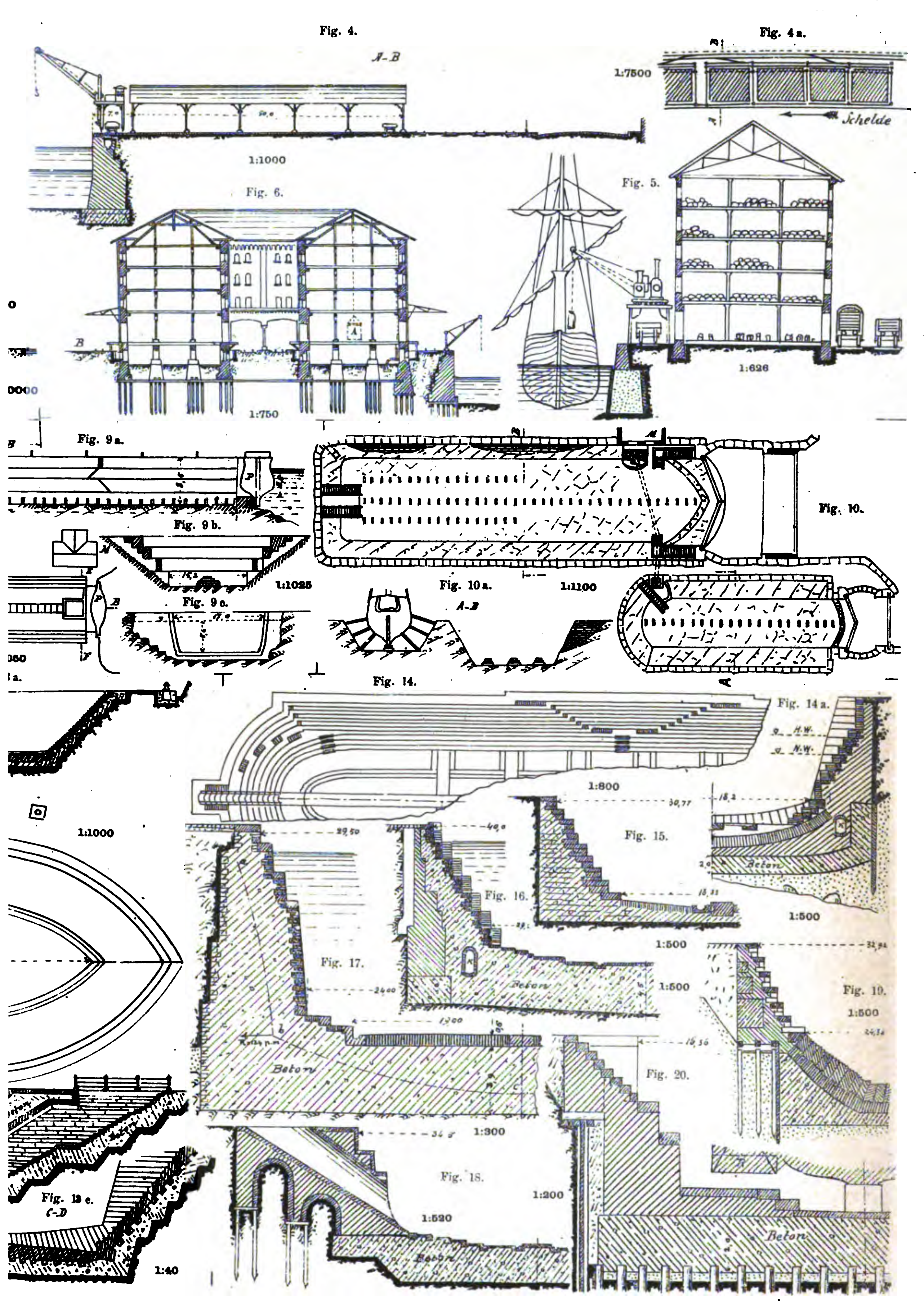


Fig. 1.
Fig. 2.
1:400
1:500
10,0
22,50 x 2
11,15
17,50
17,50
A-B
Fig. 2 a.
Fig. 3.
17,50
17,50
1:300
Fig. 7.
Fig. 7 b.
Fig. 3 a.
G
H
1:80
Fig. 7 a.
1:1150
1:1025
Fig. 8 a.
Fig. 8.
Fig. 11.
P
81,0
B
1:600
Fig. 13.
153,0 m
Fig. 11 a.
A-B
C-D
Fig. 12 a.
1:300
Fig. 12.
1:500
Fig. 13 b.
A-B
13,0
1:1000
120 m


Fig. 4.
A–B
1:1000
Fig. 4a.
1:7500
Schelde
Fig. 5.
1:626
Fig. 6.
1:750
Fig. 9a.
Fig. 9b.
1:1025
Fig. 9c.
Fig. 10.
Fig. 10a.
A–B
1:1100
Fig. 14.
Fig. 14a.
H.W.
N.W.
1:800
Fig. 15.
1:500
Fig. 16.
1:500
Beton
Fig. 17.
Beton
1:300
Fig. 18.
1:520
Beton
Fig. 19.
1:500
Fig. 20.
1:200
Beton
1:1000
Fig. 13c.
C–D
1:40

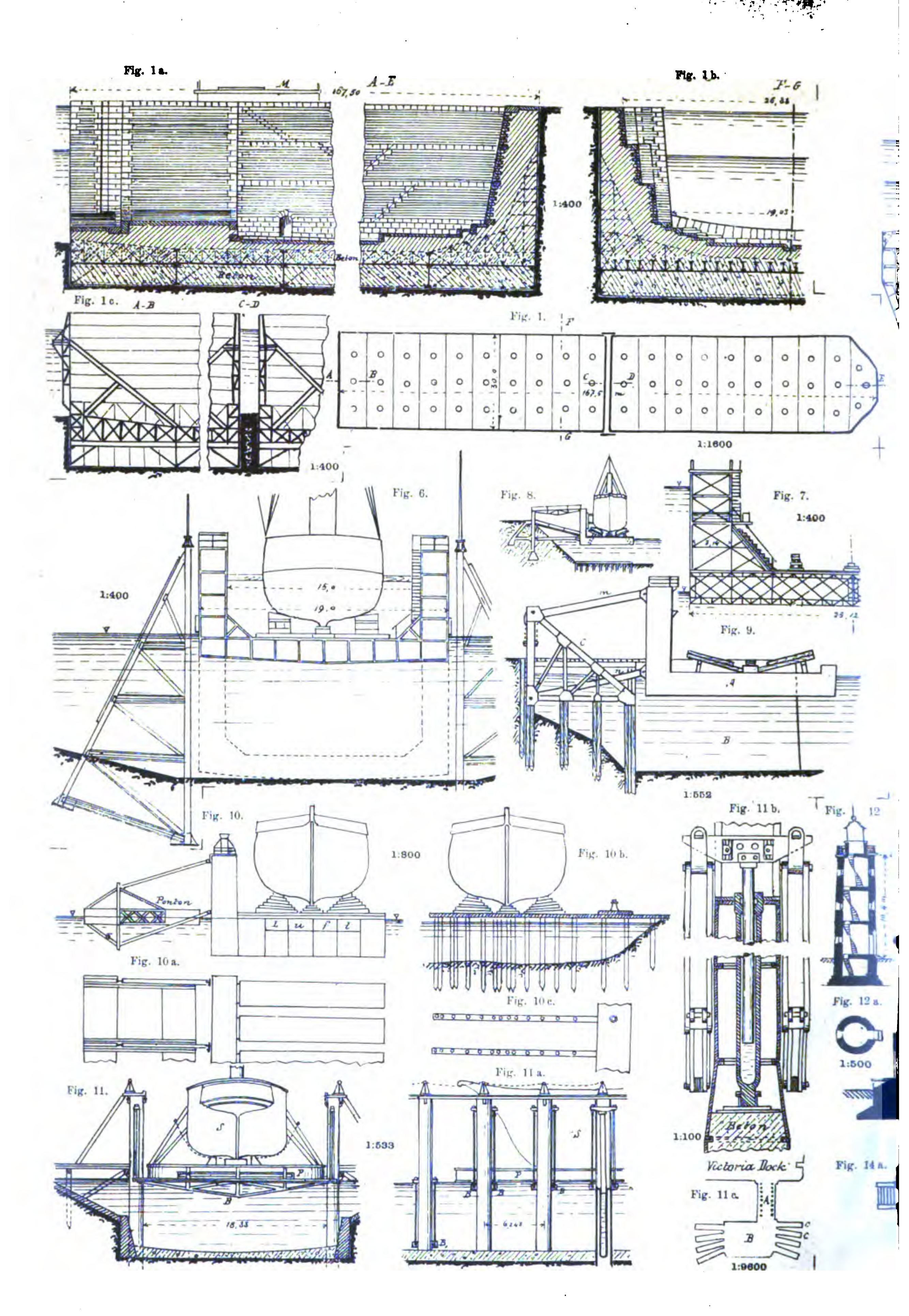
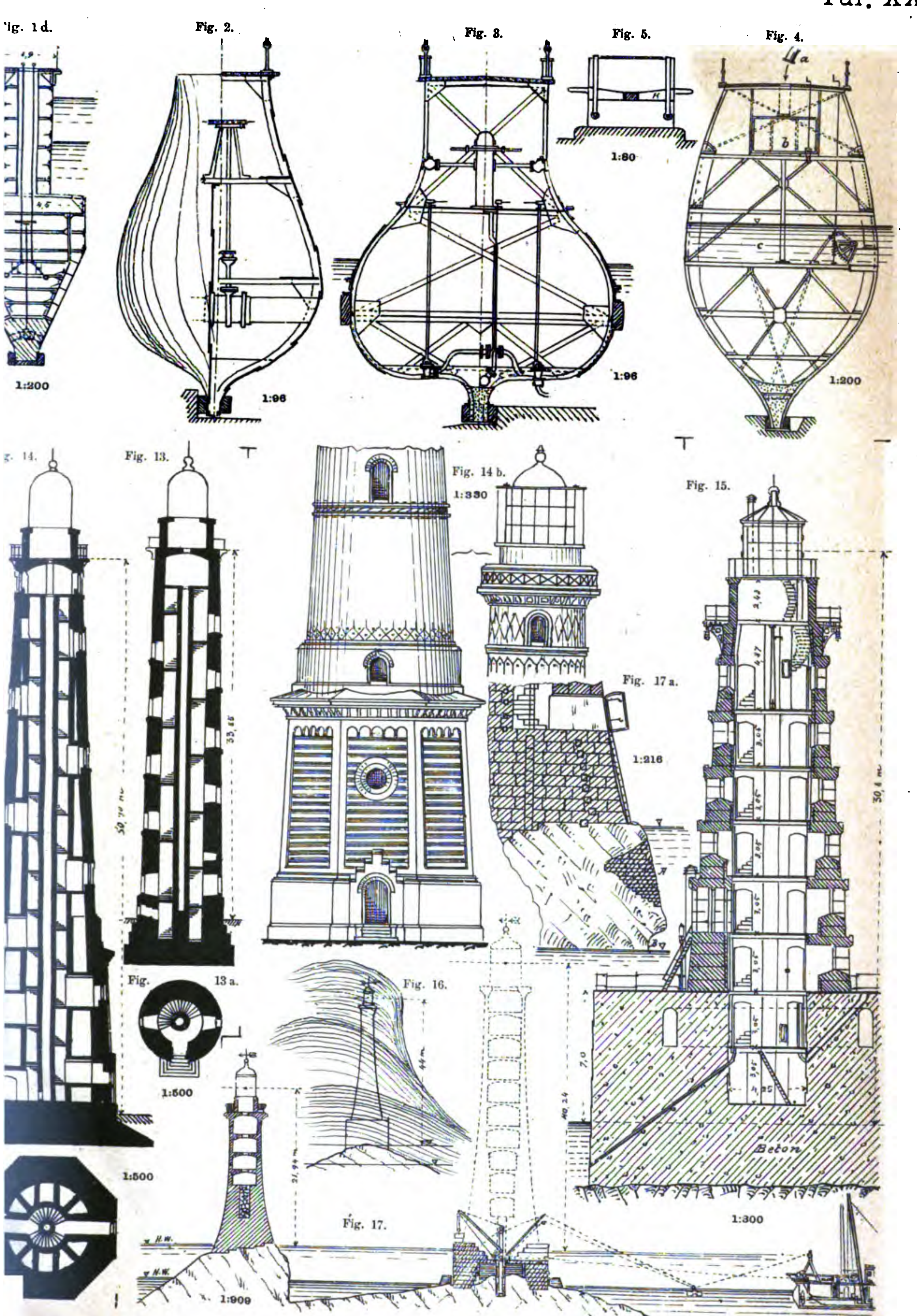
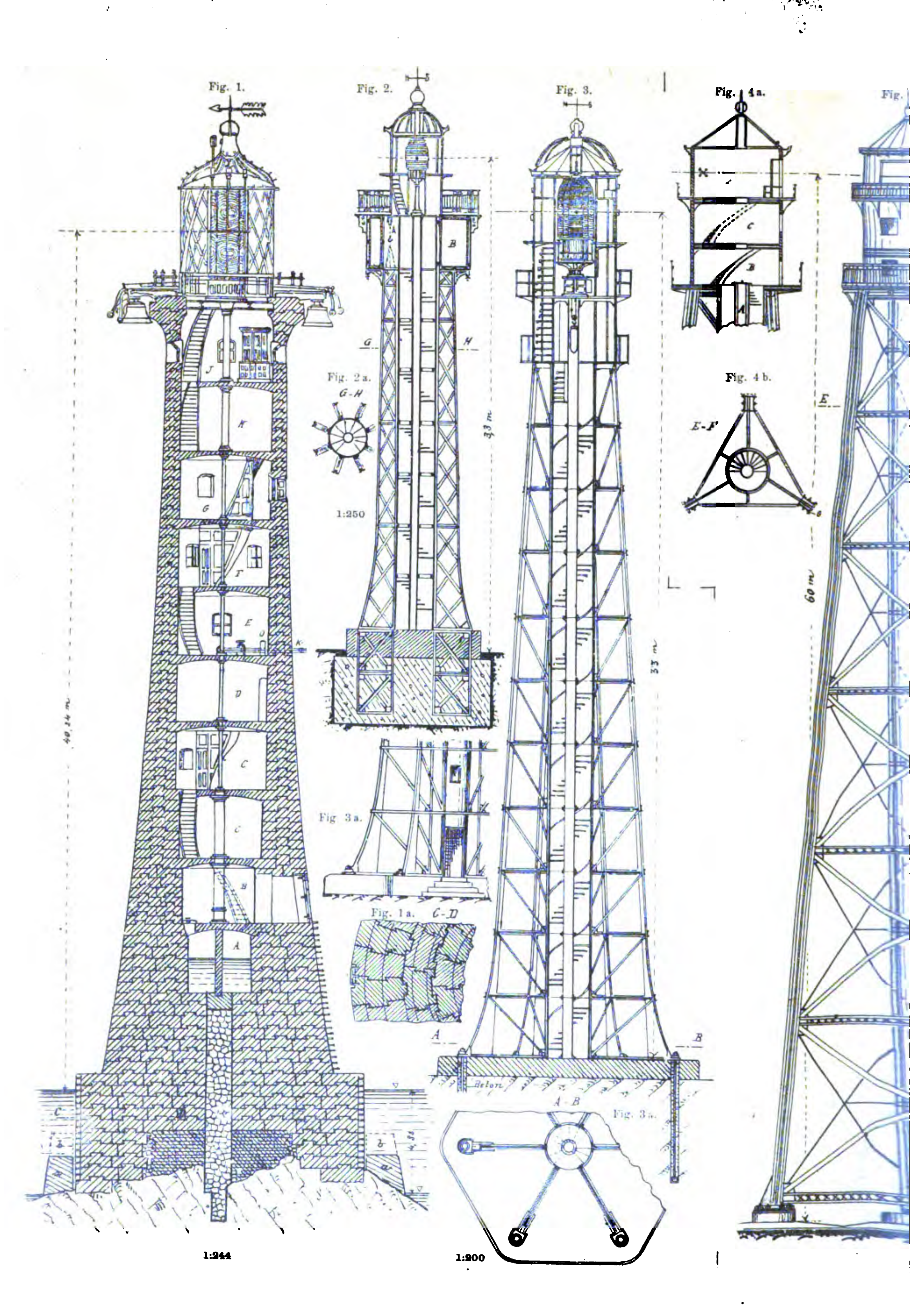
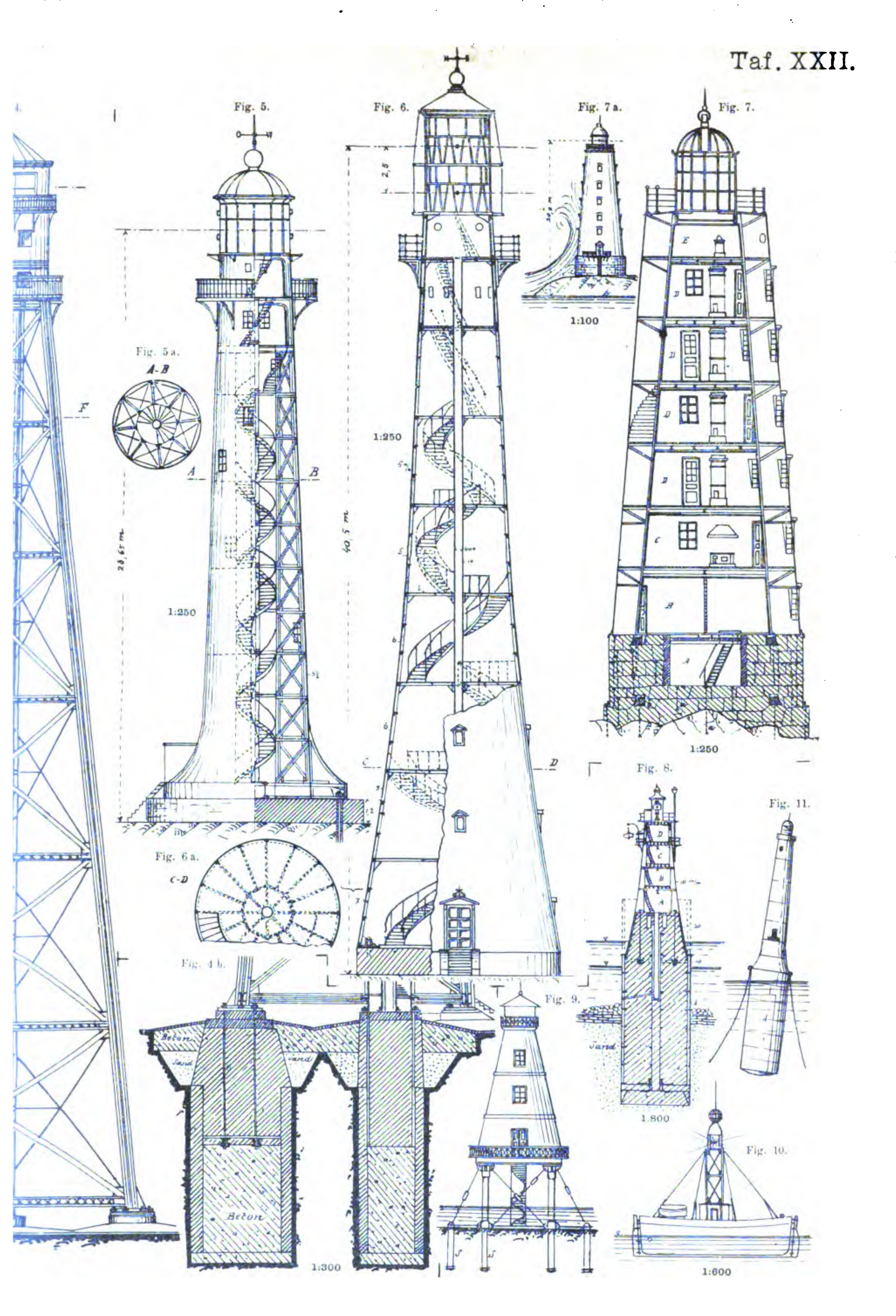


Fig. 1a.
A-E
167,50
M
Beton
1:400
Fig. 1b.
F-G
26,85
19,03
Fig. 1c.
A-B
C-D
1:400
Fig. 1.
F
G
A
B
C
D
E
33,0
167,5
1:1600
Fig. 6.
1:400
15,0
19,0
Fig. 8.
Fig. 7.
1:400
26,12
Fig. 9.
m
C
A
B
1:552
Fig. 10.
1:800
Ponton
Fig. 10a.
Fig. 10b.
Fig. 10c.
Fig. 11b.
Fig. 12
Fig. 12a.
1:500
Beton
1:100
Fig. 11.
S
P
B
16,35
1:533
Fig. 11a.
S
P
B
6,248
Victoria Dock
Fig. 11c.
A
B
C
1:9600
Fig. 14a.


Fig. 1 d.
1:200
Fig. 2.
1:96
Fig. 3.
1:96
Fig. 5.
1:80
Fig. 4.
1:200
Fig. 14.
Fig. 13.
Fig. 14 b.
1:330
Fig. 15.
Fig. 17 a.
1:216
Fig. 13 a.
1:500
1:500
Fig. 16.
Fig. 17.
1:900
1:300
Beton


Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 3.
Fig. 4 a.
Fig. 2 a.
G-H
1:250
Fig. 4 b.
E-F
Fig 3 a.
Fig. 1 a. C-D
33 m
60 m
40,24 m
Beton
A-B
1:244
1:200


Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 7 a.
Fig. 7.
Fig. 5 a.
A-B
F
A
B
1:250
28,65 m
40,5 m
2,5
1:100
1:250
E
D
C
B
1:250
C
D
Fig. 6 a.
C-D
Fig. 8.
Fig. 11.
Fig. 4 b.
Fig. 9.
Beton
Sand
Sand
Beton
Sand
1:300
1:800
Fig. 10.
1:600

